CZASOPISMO TECHNICZNE

MIESIĘCZNIK POŚWIĘCONY ZAGADNIENIOM TECHNIKI

Rok 61 Kraków, Maj—Czerwiec 1948 Nr 5—6

CZASOPISMO TECHNICZNE

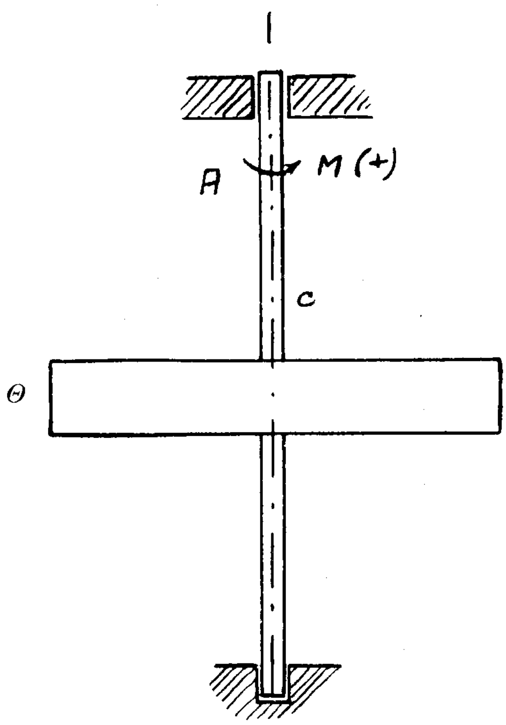
MIESIĘCZNIK POŚWIĘCONY ZAGADNIENIOM TECHNIKI

Rok 61 | Kraków, Maj—Czerwiec 1948 | Nr. 5—6

M. T. HUBER

O PROSTYM TECHNICZNIE WAŻNYM PRZYPADKU DRGAŃ SKRĘTNYCH

W teorii ogólnej małych drgań układów sprężystych rozróżniamy wogóle drgania swobodne, czyli własne od drgań wymuszonych siłami zewnętrznymi okresowo zmiennymi. T. zw.



Rys. 1.

resonans zaś zachodzi wogóle gdy częstość przyczyny wymuszającej drgania zbliża się do jednej z częstości drgań własnych układu i polega na nieograniczonym zwiększeniu wartości amplitudy obliczonych z wzorów teoretycznych.

Nie należy jednak zapominać o tym, że mogą zajść przypadki szczególne wyłączające się z powyższej klasyfikacji. Takim bardzo prostym przypadkiem zajmiemy się w artykule niniejszym.

Na wale obracalnym w łożyskach osadzono ciężki krążek o momencie bezwładności Θ_1 względem osi obrotu wału. Na rys. 1 przyjęto oś obrotu pionową, dla uzmysłowienia, że idzie tylko o drgania skrętne z pominięciem giętnych. W przekroju A wału dowolnie odległym od krążka działa nań do chwili $t=0$ moment skręcający $M=M_0 \cos \omega t$. (Przyjmujemy, że bezwładność części konstrukcyjnej osadzonej w przekroju A, która jest potrzebna do przeniesienia momentu na ten przekrój, jest tak mała wobec bezwładności krążka, iż można ją pominąć zupełnie tak jak bezwładność wału).

Sztywność skręcania części wału między tym przekrojem a Θ_1 jest równa c. W chwili $t=0$ jest cały układ w spoczynku. Mamy wyznaczyć ruch masy Θ_1 określony kątem obrotu φ_1 i ruch przekroju A obciążonego momentem okresowo zmiennym określony kątem obrotu φ tego przekroju, przy założeniach upraszczających a zwykle dostatecznie przybliżonych:

1^0 Pominięcie bezwładności wału i wynikające stąd

2^0 przyjęcie, że moment działający w przekroju A przenosi się natychmiast za pośrednictwem odkształceń sprężystych wału na masę krążka. Wtedy równaniami ruchu bez uwzględnienia nieuniknionych małych oporów są:

$$\Theta_1 \ddot{\varphi}_1 = -c(\varphi_1 - \varphi) = M_0 \cos \omega t \qquad (1)$$

Całkowanie równania $\Theta_1 \ddot{\varphi}_1 = M_0 \cos \omega t$ daje kolejno

$$\Theta_1\dot{\varphi}_1 = \frac{M_0}{\omega}\sin\omega t + A \qquad (2)$$

$$\Theta_1\varphi_1 = -\frac{M_0}{\omega^2}\cos\omega t + At + A' \qquad (3)$$

A zatem

$$\varphi = \varphi_1 + \frac{M_0}{c}\cos\omega t = \left(\frac{M_0}{c} - \frac{M_0}{\Theta_1\omega^2}\right)\cos\omega t + \frac{A}{\Theta_1}t + \frac{A'}{\Theta_1} \qquad (4)$$

Ponieważ dla $t=0$ jest $\varphi=0$, więc

$$\frac{A'}{\Theta_1} = -\frac{M_0}{c} + \frac{M_0}{\Theta_1\omega^2}$$

Różniczkując (4), mamy

$$\dot{\varphi} = -\omega\left(\frac{M_0}{c} - \frac{M_0}{\Theta_1\omega^2}\right)\sin\omega t + \frac{A}{\Theta_1}$$

a warunek początkowy $\dot{\varphi}=0$ dla $t=0$ daje $A=0$.

A zatem rozwiązanie naszego zadania wyrażają równania

$$\varphi_1 = -\frac{M_0}{\Theta_1\omega^2}\cos\omega t - \left(\frac{M_0}{c} - \frac{M_0}{\Theta_1\omega^2}\right) \qquad (5)$$

$$\varphi = \left(\frac{M_0}{c} - \frac{M_0}{\Theta_1\omega^2}\right)\cos\omega t - \left(\frac{M_0}{c} - \frac{M_0}{\Theta_1\omega^2}\right) \qquad (6)$$

Z tych równań widać, że tak ruch przekroju obciążonego momentem harmonicznym, jak i ruch krążka są ruchami harmonicznymi o tej samej częstości ω, ale różnych amplitudach. Amplitudą krążka jest

$$a_1 = \frac{M_0}{\Theta_1\omega^2},$$

a amplitudą przekroju

$$a = \frac{M_0}{c} - \frac{M_0}{\Theta_1\omega^2}$$

Amplituda krążka jest zależna od częstości momentu wymuszającego drgania, a amplituda przekroju obciążonego tym momentem także i od sztywności c części łączącej wału.

Ta ostatnia staje się nawet równą 0, gdy $c=\Theta_1\omega^2$ czyli gdy ω jest równe częstości drgań własnych krążka osadzonego na wale z końcem A doskonale utwierdzonym.

Wtedy jednakże moment sił zewnętrznych nie wykonuje żadnej pracy a więc całkowita energia układu złożona z energii kinetycznej krążka i energii potencjalnej (sprężystej) wału pozostaje stałą. Ponieważ przy tym największej wartości energii kinetycznej odpowiada zerowa wartość energii potencjalnej i nawzajem, przeto krańcowe wartości obu energii są równe. Przedstawia je wyrażenie

$$\frac{M_0^2}{2\Theta_1\omega^2} = \frac{M_0^2}{2c},$$

które się równa pracy momentu $M_0\cos\omega t$ przy obrocie o kąt od $\varphi_1=0$ do $\varphi_1=\frac{\pi}{2}$, czyli od $t=0$ do $t=\frac{\pi}{4}=\frac{\pi}{2\omega}$. Albowiem praca ta

$$L = \int_0^{\pi/2} M_0\cos\omega t\cdot d\varphi_1, \qquad (7)$$

a według rów. (5)

$$d\varphi_1 = \frac{M_0}{\Theta_1\omega}\cdot\sin\omega t\cdot dt,$$

a więc

$$L = \frac{M_0^2}{\Theta_1\omega}\int\sin\omega t\cos\omega t\cdot dt = \frac{M_0^2}{2\Theta_1\omega}\int\sin 2\omega t\cdot dt = \qquad (7\text{ a})$$

$$= \frac{M_0^2}{2\Theta_1\omega}\Big/_{t=0}^{t=\frac{\pi}{2\omega}}\left(-\frac{\cos 2\omega t}{2\omega}\right) = \frac{M_0^2}{2\Theta_1\omega^2}$$

Dla energii kinetycznej i potencjalnej układu w chwili t znajdujemy podobnie wyrażenia

$$\varepsilon(t) = \frac{1}{2}\frac{M_0}{\Theta_1\omega^2}\sin^2\omega t, \qquad U(t) = -\frac{M_0^2}{2c}\sin^2\omega\cdot t$$

a więc energia całkowita

$$\varepsilon(t) + U(t) = \frac{1}{2}\left(\frac{M_0^2}{\Theta_1\omega^2} - \frac{M_0^2}{c}\right)\sin^2\omega t$$

zmienia się okresowo gdy $\Theta_1\omega^2 \neq c$

Przyjmujemy teraz, że krążek doznaje oporu ruchu proporcjonalnego do prędkości kątowej $\dot{\varphi}_1$. Wtedy równaniem ruchu jest:

$$\Theta_1\ddot{\varphi}_1 + R\dot{\varphi}_1 = -c(\varphi_1 - \varphi) = M_0\cos\omega t, \qquad (8)$$

gdzie R jest współczynnikiem oporu.

Pierwsze całkowanie daje

$$\Theta_1\dot{\varphi}_1 + R\varphi_1 = \frac{M_0}{\omega}\sin\omega t + A \qquad (9)$$

gdzie A jest stałą całkowania.

Drugie całkowanie wymaga znalezienia całki ogólnej równania

$$\Theta_1\dot{\varphi}_1 + R\varphi_1 - A = 0 \qquad (9\text{a})$$

i całki szczególnej równania (9).

Pierwszą jest

$$\varphi_1 = Ce^{-\frac{R}{\Theta_1}t} + \frac{A}{R}, \qquad (10)$$

gdzie C jest nową stałą całkowania.

Drugą znajdziemy zastępując rów. różniczkowe (9) przez

$$\Theta_1\dot{x} + Rx = \frac{M_0}{\omega}\sin\omega t, \quad \text{przy} \quad x = \varphi_1 - \frac{A}{R} \qquad (11)$$

i szukając całki szczególnej o postaci

$$x = \alpha \cos \omega t + \beta \sin \omega t \qquad (12)$$

z nieznanymi narazie parametrami α i β.

Podstawiwszy (12) w (11) otrzymujemy po sprowadzeniu wszystkich wyrazów na stronę lewą równania

$$\left(-\Theta_1\omega\alpha + R\beta - \frac{M_0}{\omega}\right) \sin \omega t + (R\alpha + \Theta_1\omega\beta) \cos \omega t = 0,$$

co może być spełnione dla każdego t, jeżeli

$$-\Theta_1\omega\alpha + R\beta = \frac{M_0}{\omega} \quad \text{i} \quad R\alpha + \Theta_1\omega\beta = 0$$

Tym równaniom czynią zadość wartości

$$\alpha = -\frac{\Theta_1 M_0}{\Theta_1^2\omega^2 + R^2}, \qquad \beta = \frac{RM_0}{\omega} \cdot \frac{1}{\Theta_1^2\omega^2 + R^2} \qquad (13)$$

A zatem rozwiązaniem zupełnym równania (9) jest

$$\varphi_1 = Ce^{-\frac{R}{\Theta_1}t} + \frac{2A}{R} + \alpha \cos \omega t + \beta \sin \omega t$$

$$\varphi_1 = Ce^{-\frac{R}{\Theta_1}t} + \frac{2A}{R} - \left(\frac{\Theta_1 M_0}{\Theta_1^2\omega^2 + R^2} \cos \omega t - \right.$$
$$\left. - \frac{RM_0/\omega}{\Theta_1^2\omega^2 + R^2} \sin \omega t\right) \qquad (14)$$

Wprowadzając dwa parametry λ i γ przez podstawienie

$$\frac{\Theta_1 M_0}{\Theta_1^2\omega^2 + R^2} = \lambda \cos \gamma, \qquad \frac{RM_0/\omega}{\Theta_1^2\omega^2 + R^2} = \lambda \sin \gamma$$

napiszemy rów. (14) w postaci

$$\varphi_1 = \frac{2A}{R} + Ce^{-\frac{R}{\Theta_1}t} - \lambda \cos(\omega t + \gamma), \qquad (15)$$

gdzie

$$\lambda = \frac{M_0}{\omega\sqrt{\Theta_1^2\omega^2 + R^2}}, \qquad tg\gamma = \frac{R}{\omega\Theta_1}$$

Stąd przy pomocy związków (8)

$$\varphi = \varphi_1 + \frac{M_0}{c} \cos \omega t = \frac{2A}{R} + Ce^{-\frac{R}{\Theta_1}t} + \qquad (16)$$
$$+ \frac{M_0}{c} \cos \omega t - \frac{M_0}{\omega\sqrt{\Theta_1^2\omega^2 + R^2}} \cos(\omega t + \gamma)$$

Pozostaje jeszcze wyznaczenie stałych A i C z warunków początkowych $\varphi = 0$ i $\dot{\varphi} = 0$ dla $t = 0$.

Otrzymujemy

$$\frac{2A}{R} = -\frac{M_0}{c}; \qquad C = \frac{\Theta_1 M_0}{\Theta_1^2\omega^2 + R^2}$$

Z tymi wartościami stałych przyjmą rozwiązania (15) i (16) postać

$$\varphi_1 = -\frac{M_0}{c} + \frac{\Theta_1 M_0}{\Theta_1^2\omega^2 + R^2} e^{-\frac{R}{\Theta_1}t} -$$
$$- \frac{M_0 \cos(\omega t + \gamma)}{\omega\sqrt{\Theta_1^2\omega^2 + R^2}}, \qquad (15')$$

$$\varphi = -\frac{M_0}{c} + \frac{\Theta_1 M_0}{\Theta_1^2\omega^2 + R^2} e^{-\frac{R}{\Theta_1}t} -$$
$$- \frac{M_0 \cos(\omega t + \gamma)}{\omega\sqrt{\Theta_1^2\omega^2 + R^2}} + \frac{M_0}{c} \cos \omega t \qquad (16')$$

Przy braku oporów ($R = 0$) przechodzą te równania w otrzymane powyżej (5) i (6).

Zważywszy że wyraz z funkcją wykładniczą z biegiem czasu zanika napiszemy jako równania samych drgań wymuszonych z oporem

$$\varphi_1 = -M_0\left[\frac{1}{c} + \frac{1}{\omega\sqrt{\Theta_1^2\omega^2 + R^2}} \cos(\omega t + \gamma)\right] \qquad (15a)$$

$$\varphi = -M_0\left[\frac{1}{c} + \frac{1}{\omega\sqrt{\Theta_1^2\omega^2 + R^2}} \cos(\omega t + \gamma) - \right.$$
$$\left. - \frac{1}{c} \cos \omega t\right] \qquad (16a)$$

Działanie oporu objawia się zatem zmianą fazy drgania krążka o kąt γ określony równaniem

$$tg\gamma = R/\Theta_1\omega$$

Gdy $R \to 0$, to $\gamma \to 0$

Amplituda drgań krążka jest zmniejszona w stosunku

$$\frac{1}{\omega\sqrt{\Theta_1^2\omega^2 + R^2}} : \frac{1}{\Theta_1\omega^2} = \frac{1}{\sqrt{1 + (R/\Theta_1\omega)^2}}$$

Drganie przekroju, na który działa moment okresowy jest złożone z dwu drgań harmonicznych o tej samej częstości ale różnych amplitudach i kierunkach, tak że wogóle nie może zajść wypadek unieruchomienia tego przekroju przy wartości $c = \Theta_1\omega^2$ jak by było bez oporu.

Ważne znaczenie praktyczne (techniczne) ma tutaj wydatek energii wzgl. mocy potrzebny na utrzymanie drgań wymuszonych z powodu oporu określonego współczynnikiem R.

W elemencie czasu dt wykonuje moment poruszający $M_0 \cos \omega t$ pracę $M_0 \cos \omega t \cdot \dot{\varphi} dt$. Odjąwszy od tego przyrost energii kinetycznej

$$\frac{d}{dt}\left(\frac{1}{2}\Theta_1\dot{\varphi}_1^2\right) dt = \Theta_1\dot{\varphi}_1\ddot{\varphi}_1 dt$$

otrzymujemy dla wydatku chwilowego mocy wzór

$$W = M_0 \cos \omega t \cdot \dot{\varphi} - \Theta_1\dot{\varphi}_1\ddot{\varphi}_1,$$

który po wstawieniu wartości daje

$$W = \frac{M_0^2}{\Theta_1\omega} \frac{\sin(\omega t + \gamma)}{\sqrt{1 + R^2/\Theta_1^2\omega^2}} [\cos \omega t - \cos \gamma \cos(\omega t + \gamma)]$$

Mnożąc przez dt i całkując od 0 do $T = 2\pi/\omega$ otrzymujemy po podzieleniu przez T moc średnią

$$\overline{W} = \frac{1}{2} \frac{M_0^2 R}{\Theta_1^2\omega^2 + R^2}$$

która oczywiście zdąża do zera razem z oporem R.

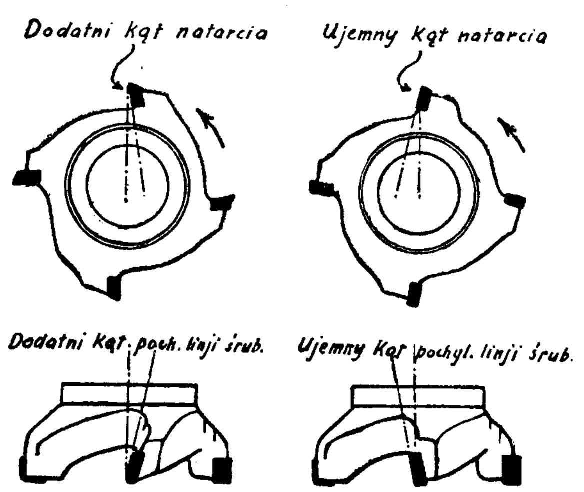
W zadaniu niniejszym nie występują przeto wcale drgania własne (swobodne) układu i na tym polega jego swoista osobliwość.

Jest to zrozumiałe także z tego powodu, że mamy do czynienia z układem o 1 stopniu swobody, któremu odpowiada kąt obrotu krążka. Układ jest bez działania sił zewnętrznych w równowadze obojętnej a jego obrót jednostajny nie wywołuje żadnych reakcyj ze strony wału. Dopiero układ złożony z conajmniej dwu krążków osadzonych w różnych przekrojach wału jest zdolny do wykonywania drgań własnych skrętnych o $(n-1)$ częstościach, jeżeli n jest liczbą krążków. Inaczej ma się rzecz z drganiami swobodnymi giętnymi takiego układu. Jest ich tyle ile jest krążków na wale, a więc zawsze o jeden więcej niż drgań skrętnych. Mowa tu oczywiście o drganiach w ruchu postępowym krążków bez uwzględnienia ich małych zmian nachylenia. Gdy jednakże mamy na wale przynajmniej dwa krążki a moment okresowy działa bądź to na jeden z krążków, bądź też na dowolny przekrój wału, to układ ma jedną lub więcej częstości drgań własnych i resonans może w ogóle się pojawić. Te przypadki rozpatrzymy w innym artykule.

Inż. WACŁAW POPIELSKI

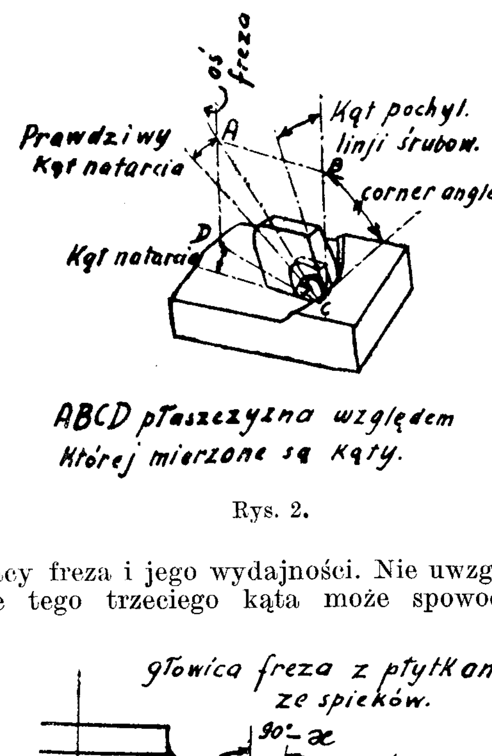
WŁAŚCIWY DOBÓR KĄTÓW UJEMNYCH PRZY FREZOWANIU SPIEKAMI

Nowa metoda, polegająca na zastosowaniu ujemnych kątów na ostrzach wykonanych ze spieków i przymocowanych do głowic frezów, znalazła bardzo szerokie zastosowanie w krajach anglosaskich. Kątami, które są zaszlifowane na wartość ujemną, są kąty natarcia i kąty pochylenia linii śrubowej (radial rake i axial względnie helix rake). Rys. 1. Ujemne



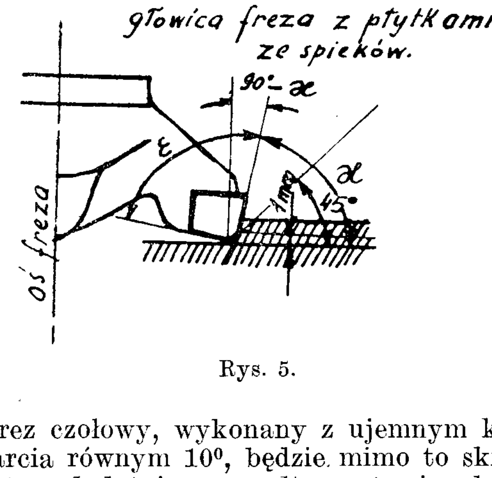
Rys. 1.

wartości tych kątów wahają się od 0 do 15⁰, najczęściej wynoszą one około —10⁰. Wpływ tych kątów na wydajność freza jest bardzo znaczny, niemniej jednak mimo dokładnego określenia wartości tych kątów dla danego materiału (są już odpowiednie tablice), należy uwzględnić dodatkowo jeszcze jeden kąt, mianowicie kąt nachylenia krawędzi tnącej, czyli kąt przystawienia $\varkappa$. Amerykanie zamiast tego oznaczenia, podają dopełnienie tego kąta do 90⁰, nazywając go „nose angle", względne też biorąc pod uwagę stosowane powszechnie ścięcie ostrza na szerokości mniej więcej 1 mm, i przeważnie pod kątem 45⁰, „corner angle", rys. 2 i 5. Dopiero kombinacja tych 3 kątów, daje tzw. prawdziwy (rzeczywisty) kąt natarcia „true rake", jedynie miarodajny w ocenie należytej



Rys. 2.

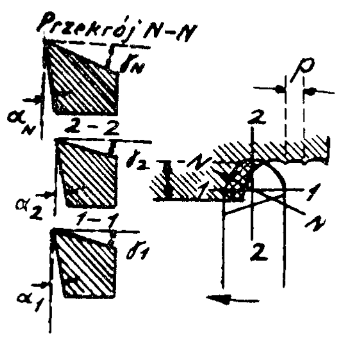
pracy freza i jego wydajności. Nie uwzględnienie tego trzeciego kąta może spowodować,



Rys. 5.

że frez czołowy, wykonany z ujemnym kątem natarcia równym 10⁰, będzie mimo to skrawał z kątem dodatnim; ponadto może się zdarzyć

że dla obydwu kątów natarcia i pochylenia linii śrubowej, które możemy obrać jako dodatnie lub ujemne, prawdziwy kąt natarcia będzie większy od każdego z tych 2 kątów osobno. Również niezwykłym może wydawać się fakt, że prawdziwy kąt natarcia może ulegać zmianie o kilkanaście stopni, bez wpływu na pozostałe kąty natarcia i pochylenia linii śrubowej, które pozostają w swojej pierwotnej wartości. Wytłómaczenie tego opiera się na rys. 3, odnoszącym się co prawda do noża

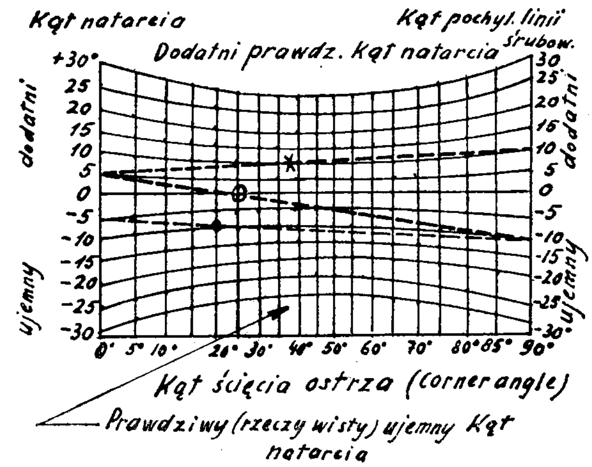


Rys. 3.

tokarskiego, o zakrzywionej krawędzi skrawającej, ale kąty tam stosowane, mają takie same znaczenie i na ostrzach freza. Powierzchnia noża tokarskiego, na którą naciera tworzący się w czasie skrawania wiór, pochylona jest pod pewnym kątem do płaszczyzny poziomej, przechodzącej przez oś przedmiotu obrabianego i równoległej do podstawy noża. Prowadząc przekroje prostopadle do stycznych do krawędzi tnącej, uzyskujemy różne kąty natarcia. Widzimy więc, że w zależności od kształtu krawędzi tnącej, która może być linią zakrzywioną, względnie składać się z oddzielnych odcinków prostych, kąty natarcia będą miały różne wartości (dla krawędzi skrawającej, prostej, kąt natarcia jest wzdłuż całej długości krawędzi skrawającej stałym).

Dla zapewnienia właściwej pracy freza, skonstruował inż. Kronenberg z oddziału badawczego f-my Cincinnati tablicę (rys. 4), z której w łatwy sposób, można znając 2 kąty, oznaczyć trzeci, potrzebny w konstrukcji freza. Przytoczone przykłady wyjaśniają zastosowanie tablicy:

1. dane: kąt natarcia $+5^0$ i kąt pochylenia linii śrubowej $+10^0$. Szukany kąt ścięcia ostrza („corner angle"), który wraz z wyżej podanymi kątami, ma dać prawdziwy kąt natarcia $+10^0$. Łącząc punkt $+5^0$ na osi kątów natarcia, z punktem $+10^0$ na osi kątów pochyleń linii śrubowej, widzimy, że prosta ta, przecina krzywą dodatnich kątów natarcia o wartości



Rys. 4.

$+10^0$, w punkcie oznaczonym x, co odpowiada wartości 37^0.

2. dane: kąt natarcia -5^0, kąt pochylenia linii śrubowej -10^0 i kąt ścięcia ostrza 20^0; szukamy prawdziwego kąta natarcia. Prosta łącząca punkt -5^0 z punktem -10^0, przecina się z prostą pionową dla kąta ścięcia o wartości 20^0, w punkcie oznaczonym ●, dając prawdziwy ujemny kąt natarcia równy 8^0.

3. dane: kąt natarcia $+5^0$ i kąt pochylenia linii śrubowej -10^0. Szukana taka wartość kąta ścięcia, powyżej której prawdziwe kąty natarcia będą ujemne; z wykresu widać (punkt ⊙) że dla wszystkich kątów ścięcia ostrza ponad 25^0, prawdziwe kąty natarcia będą miały wartość ujemną.

LITERATURA

Dubbel. Taschenbuch f. d. Maschinenbau 1939.
American Machinist's. Handbook 1945.
Negative Rake Milling, Machinery's Yellow Back. Series N° 20.
Mechanik 7/8, 1946. Inż. Jabłoński, Frezowanie narzędziami z ujemnymi kątami natarcia.
American Machinist, April 24/1947.

M. T. HUBER

BŁĘDNOŚĆ PODSTAW TEORII O. MOHR'A Z R. 1900, DĄŻĄCEJ DO USTALENIA KRYTERIÓW WYTRZYMAŁOŚCIOWYCH DLA MATERIAŁÓW IZOTROPOWYCH

Stwierdziwszy z niemałym zdziwieniem, że prof. dr A. Langrod[1]) podtrzymuje nadal na łamach Czas. Technicznego swój niewątpliwie błędny pogląd na słuszność podstaw naukowych znanej hipotezy wytrzymałościowej Mohr'a, nie mogę ukrywać faktu, że ani jedna

[1]) A. Langrod „O zagadnieniach wytrzymałościowych". Czasopismo Techniczne 1948, Nr 3/4.

z tych podstaw nie ostała się pod skalpelem krytyki nie tylko mojej, ale także W. Voigta [1]) i H. Hencky'ego. Zarazem stwierdzam, że hipoteza największego naprężenia stycznego (III) której wyniki praktyczne w zastosowaniu do metali niekruchych zwykle nie wiele ustępują wynikom takim hipotezy energii odkształcenia postaciowego z r. 1904 (IV), jest właściwie wznowioną przez J. Guesta i Mohra hipotezą Coulomba. Koledzy inżynierowie interesujący się tą sprawą znajdą oświetlenie wyczerpujące i najzupełniej obiektywne w kilku moich publikacjach, a zwłaszcza w mającej się ukazać małej monografii: „Kryteria wytrzymałościowe w stereomechanice technicznej", oraz w moich wykładach politechnicznych, które wydaje „Meta" w Katowicach. To też tutaj poprzestanę na przytoczeniu wyjątków z wykładu H. Hencky'ego, jaki ten wybitny badacz niemiecki wygłosił w r. 1936 na zaproszenie Akademii Nauk Związku Radzieckiego w czasie Konferencji w sprawie odkształceń plastycznych odbytej w Moskwie.

„Odkształcenie plastyczne pojedynczego kryształu objawia się przesuwaniem po sobie (poślizgiem) płytek elementarnych o grubości zdążającej do granicy różnej od zera. W (regularnej) siatce atomowej można poprowadzić płaszczyzny obsadzone najgęściej atomami. Są to właśnie płaszczyzny poślizgu. Łatwość poślizgu zależy od temperatury, ale w stopniu o wiele mniejszym niż się tego spodziewano. Ale to wszystko odnosi się do kryształów pojedynczych; tymczasem metale techniczne składają się z bardzo licznych drobniutkich i rozmaicie zorientowanych kryształów, a więc o izotropii tych metali można mówić tylko dlatego, ponieważ inżynier wykonywa badania i próby na kawałkach metalu, zawierających miliony kryształów. Oddzielne zaś kryształki są przedzielone warstwą o innym charakterze, która prawdopodobnie składa się z kryształków nadzwyczaj drobnych, ale mechanika tej warstwy nie została jeszcze dostatecznie wyjaśniona. Wiemy nadto, że budowa materii nie jest pozbawiona defektów, siatka krystaliczna posiada (oczywiście submikroskopowe) słabizny to jest miejsca, w których więzy molekularnych sił (stanowiące spójność) są przerwane. Z tego powodu wytrzymałość rzeczywista na rozciąganie kryształów pojedynczych jest o wiele mniejsza od teoretycznej. Ogółem daje fizyka współczesna obraz następujący: Kryształ oddzielny nie doznaje wcale plastycznej zmiany objętości, a ponieważ warstewka międzykrystaliczna jest nadzwyczaj cienka przeto i metal polikrystaliczny nie wykazuje trwałej zmiany objętości. Jest to okoliczność nader ważna, gdyż sprowadza przejawy plastyczności do odkształceń czysto postaciowych i towarzyszących im naprężeń stycznych".

[1]) Ann. d. Phys. 1901, str. 567—591, „Zur Festigkeitslehre".

W ciągu dalszym przedstawia Hencky rozwój historyczny teorii plastyczności przytaczając między innymi teorię M. Levy'ego ulepszoną przez R. Misesa, chociaż ten wierzył jeszcze w słuszność hipotezy największego naprężenia stycznego: a wymieniając pracę moją z r. 1904[1]) pisze...:

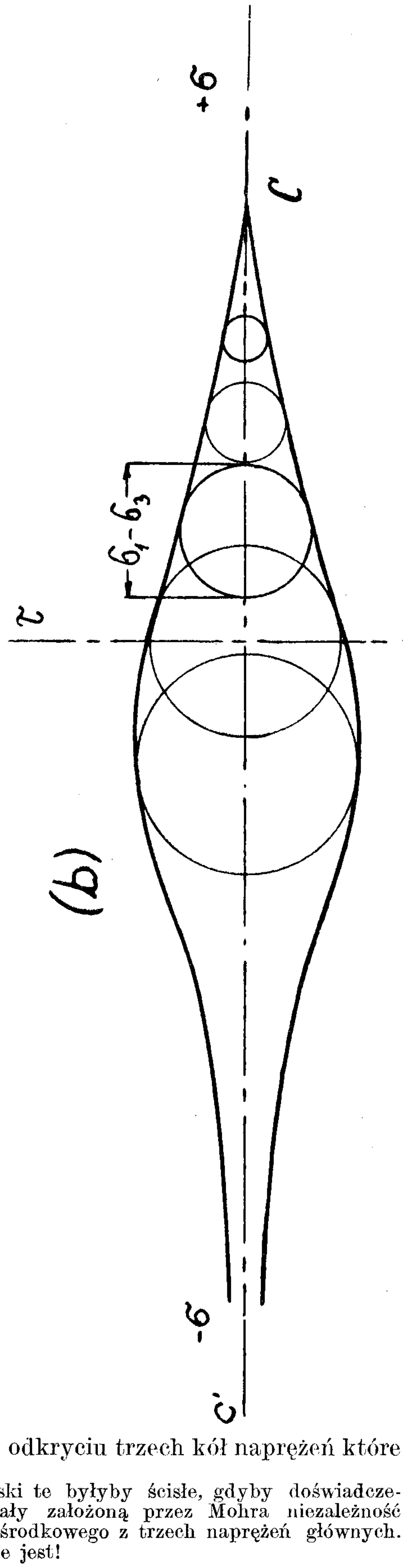
„M. T. Huber ustanowił warunek plastyczności jedyną drogą możliwą dla ciała izotropowego; odjąwszy mianowicie od energii sprężystej część zależną jedynie od zmiany objętości Huber przypisał energii czystego odkształcenia postaciowego na granicy plastyczności znaczenie krańcowej pojemności energii sprężystej odkształcenia tego rodzaju. Po dwudziestu latach nie znając pracy Hubera, H. Hencky doszedł do przekonania, że tak warunek plastyczności de Saint Venant'a jak i O. Mohr'a, jest nie do przyjęcia ponieważ w ciele izotropowym nie może zachodzić poślizg w płaszczyźnie największego naprężenia stycznego. Hipoteza Mohr'a nie może być uważana za słuszną już z tego powodu, ponieważ razem miesza granicę plastyczności i wytrzymałości".

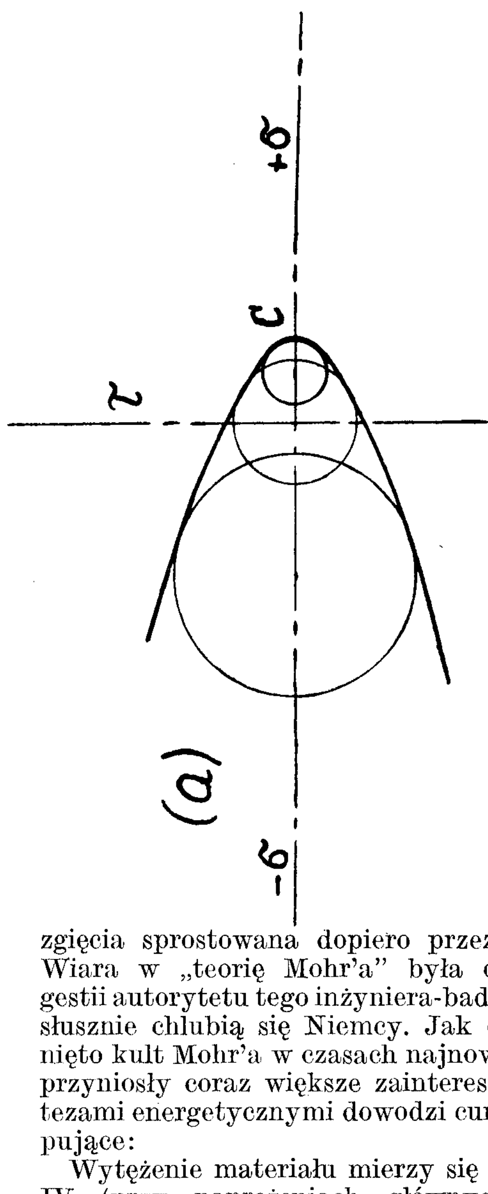
Urok jaki zrazu rzucała hipoteza Mohr'a nawet na wybitnych badaczy niemieckich polegał niewątpliwie na nader przejrzystym poglądowym przedstawieniu kołami naprężeń. Powtarzali nawet bez sprawdzania błędny rysunek Mohr'a (rys. 3 a). Przyjąwszy, że średnie naprężenie główne σ_2 w ogólnym stanie napięcia nie może być niebezpieczne, Mohr przyjął konsekwentnie, że każdemu stosunkowi dowolnemu $\sigma_1 : \sigma_3$ odpowiada koło graniczne o dającej się wyznaczyć doświadczalnie średnicy $\sigma_1—\sigma_3$. Obwiednia tych kół otacza pole takie, że współrzędne punktów leżących wewnątrz określają bezpieczne stany napięcia, a punktom zewnętrznym odpowiadają stany niebezpieczne. Punkty na konturze obwiedniej odpowiadałyby albo granicy sprężystości, albo też granicy wytrzymałości, zależnie od tego, jakim granicom odpowiadają nakreślone koła. Jest rzeczą jasną, że przy rosnących wartościach σ_1 i σ_3 musimy dojść do koła granicznego (o promieniu zerowym) czyli do punktu C (rys. 3b), któremu odpowiadają trzy równe ciągnienia główne. Ale zmniejszając jedno z tych naprężeń głównych nie możemy otrzymać koła przechodzącego przez punkt C, jak narysował Mohr, lecz małe koło odsunięte od C na lewo tak iż połowy obwiedni przedstawiają się jako krzywe przecinające się w C, a więc nie dające się żadną miarą zastąpić przez jedną parabolę. Także po ujemnej stronie osi musiałyby obie obwiednie zbliżać się do osi σ, gdyż wielkim wartościom liczbowym krańcowych naprężeń głównych winny odpowiadać małe naprężenia styczne τ i małe różnice $(\sigma_1—\sigma_3)$. W duchu hipotezy winny po tej stronie obie gałęzie zbliżać się do osi σ

[1]) Czasopismo techniczne — Lwów. „Właściwa praca odkształcenia jako miara wytężenia...

i dotykać jej w punkcie C' dalszym od początku O niż punkt C.[1]) Ale bezsporna zasługa O. Mohr'a w odkryciu trzech kół naprężeń które tak przejrzyście przedstawiają ogólny stan napięcia, nie dowodzi bynajmniej, ażeby jego „teoria wytrzymałości" miała wartość naukową, a błędy niewątpliwe jakie popełnił Mohr w próbie wyjaśnienia „jakie okoliczności warunkują granicę sprężystości i pęknięcie materiału" (taki jest spolszczony tytuł jego odnośnej pracy z r. 1900) nie umniejszają jego poprzednich zasług naukowych. Podobnież nie obniża wielkości de Saint Venant'a hipoteza (II) największego wydłużenia, którą zalecał i nie czyni ujmy geniuszowi Galileusza jego błędna teoria zgięcia sprostowana dopiero przez Mariotte'a. Wiara w „teorię Mohr'a" była objawem sugestii autorytetu tego inżyniera-badacza, którym słusznie chlubią się Niemcy. Jak daleko posunięto kult Mohr'a w czasach najnowszych, które przyniosły coraz większe zainteresowanie hipotezami energetycznymi dowodzi curiosum następujące:

Wytężenie materiału mierzy się wg. hipotezy IV (przy naprężeniach głównych $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$) funkcją: $\frac{1}{2}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]$, podczas gdy według hipotezy III funkcją $\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)$ jeżeli $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$. Otóż zasłużony szwajcarski profesor M. Roš, polegając na fakcie z teorii stanu napięcia, że wartości $\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2)$, $\frac{1}{2}(\sigma_2 - \sigma_3)$ i $\frac{1}{2}(\sigma_3 - \sigma_1)$ określają trzy wybitne wartości naprężeń stycznych, τ_{12}, τ_{23} i τ_{31} przechrzcił (podczas wojny) hipotezę IV na: „ulepszoną i uogólnioną hipotezę





Rys. 3

[1]) Wnioski te byłyby ścisłe, gdyby doświadczenia potwierdzały założoną przez Mohra niezależność wytężenia od środkowego z trzech naprężeń głównych. Tak jednak nie jest!

Mohr'a". To powtórzył skwapliwie w „Taschenbuch für Bauingenieure" z r. 1943 berliński profesor F. Schleicher, co jest tym osobliwsze, że jest sam wybitnym teoretykiem, który rozumie chyba, że nie ma żadnego pokrewieństwa teoretycznego między ideami podstawowymi obu hipotez [1]). Ale to należy traktować jako produkt wojenny, przypominający nieco artykuł inżyniera niemieckiego w V. D. I. podczas I wojny światowej, który usiłował pozbawić R. Hooke'a priorytetu w wykryciu prawa sprężystości. Takie objawy ze stanowiska naukowego wielce niepożądane i szkodliwe jako bałamucące opinię szerokich warstw techników znikną zapewne z czasem nastania ery pokojowej, której nie możemy się niestety doczekać.

Na koniec zaznaczę, że z zakwestionowanym okazyjnie przez prof. Langroda artykułem naukowym prof. Kłębowskiego o „międzynarodowym błędzie" solidaryzuję się zasadniczo zupełnie, nie zamierzając jednak pozbawiać zaatakowanego przyjemności odparcia niesłusznych zarzutów, które dowodzą tylko grubego nieporozumienia u krytyka. Tutaj wypadałoby tylko powtórzyć zakończenie mego artykułu ogłoszonego w nr 11—12 (str. 211) Czas. Technicznego z r. 1947 który to artykuł poinformuje jeszcze dokładniej wszystkich zainteresowanych czytelników łącznie z prof. Langrodem.

Gdańsk-Wrzeszcz w sierpniu 1948

M. T. Huber

[1]) Hipoteza energetyczna nie rości sobie pretensji do przepowiedni w jakim przekroju zajdzie pęknięcie, poprzestając na wyznaczeniu wielkości naprężeń przy których powstają pierwsze odkształcenia plastyczne.

Hipoteza największego naprężenia stycznego przewiduje według Mohra pękanie w płaszczyźnie tego naprężenia, co w materiale izotropowym w rzeczywistości nigdy nie zachodzi. Tylko „płynięcie" materiału plastycznego odbywa się wzdłuż linij prądu wyznaczonych kierunkami naprężeń stycznych. To stało się prawdopodobnie przyczyną licznych nieporozumień.

Prof. Dr R. ROSŁOŃSKI

KANALIZACJA M. KRAKOWA BEZ ZBYTECZNYCH PROBLEMÓW

(W odpowiedzi inż. Stefanowi Szemplińskiemu)

W numerze Czasopisma Technicznego 3/4 z roku 1947 w artykule pt. „Założenia hydrologiczne u podstaw kanalizacji m. Krakowa" zanalizowałem miarodajny opad dla obliczenia odpływu kolektorami przy katastrofalnych wezbraniach Wisły, by na tej podstawie stworzyć możliwości nieszkodliwego, grawitacyjnego odprowadzenia wód kanałowych poza obecne granice Krakowa na wschodzie, do Wisły, jazami spiętrzonej. W nr 11/12 Czasopisma Techn. z roku 1947 znalazłem w artykule inż. Stefana Szemplińskiego pt. „Kanalizacja m. Krakowa i związane z nią problemy" krytykę mych „założeń", stanowiącą właściwą osnowę artykułu.

Ubolewam, że na tę krytykę nie mogłem wypowiedzieć się w tym samym numerze Czasopisma Technicznego, bo Redakcja nie udzieliła mi jej do wglądu i odpowiedzi przed ukazaniem się jej w druku. Było to tym mniej wskazane dlatego, że inż. Szempliński wychodząc poza ramy mego artykułu („Założenia"), krytykuje rozwiązanie tzw. urządzeń końcowych kolektorów, którego zupełnie nie zna; że nie liczy się z precedensami przesądzającymi sprawę i wymogami narzuconymi, które nie mogą stanowić problemów; że wypowiada sądy ujemne o moich założeniach, oparte na błędnych podstawach, lub nawet urojonych, które także nie mogą stanowić problemów.

Na takich przesłankach rozwinięta krytyka nie osiągnie wprawdzie celu na dłuższą metę, niemniej mogła u Czytelnika, mniej obeznanego ze sprawą, pozostawić niepożądane dla mnie wrażenie, że moje „Założenia" były nieprzemyślane, gdy w rzeczywostości taki osąd należy się niepodzielnie założeniom krytyki, co udowodnić zamierzam w poniższych wywodach.

Nie mam zamiaru i tym razem rozpisywać się o rozwiązaniu „urządzeń końcowych kolektorów", o wszystkich alternatywach pozbycia ścieków przez pompowanie, syfonowanie kolektora i o jego przedłużeniu na wschód, jakie poddano kolejnym badaniom, bo to sprawa obszerna, poza tym sięgająca poza moje uprawnienia, mimo tego że te mogłyby ułatwić zrozumienie wywodów, wykazując dobre i złe strony tych alternatyw.

Toteż prostuję tylko po kolei wysunięte przez inż. Szemplińskiego „problemy", skoro zostały opublikowane w poważnym organie technicznym a to w interesie ważnego dla Krakowa zagadnienia, dla uniknięcia zamętu.

1. Nie będę dyskutował wstępu, jakim Sz. Krytyk zaopatrzył swój artykuł o wystarczalności jednego ombrometru dla ustalenia miarodajnego odpływu z 3647 hektarów zlewni, podług moich założeń, oraz z 7700 ha lub też z 5515 ha, jak chce inż. Szempliński. Nie chcę wnikać „w szczęśliwe" położenie miasta Krakowa — zdaniem Sz. Krytyka — które mogło korzystać z tego jednego ombrometru od r. 1872, jednak w za obszernych granicach opadu dobowego, później od r. 1891 godzinnego, bo temu poświęciłem przeważną część wywodów w moich „Założeniach" niepotrzebnych zdaniem Sz. Krytyka. Toteż zadowal-

niam się stwierdzeniem, że w położeniu o wiele szczęśliwszym była Warszawa, notująca nawet opady burzowe od r. 1837 która poza tym dla projektu kanalizacji Wielkiej Warszawy spożytkowała zapiski 9-ciu samopiszących ombrometrów, szczęśliwszym był Lwów, który pierwszy projekt kanalizacji oparł na notowaniach 7-miu samopiszących ombrometrów na powierzchni 2224 ha rozmieszczonych.

Dalsza część wywodów Sz. Krytyka o współczynniku redukcyjnym (φ), wynikającym z krzywych intensywności i częstości opadu jest niezrozumiała. Skąd bierze się dla Krakowa $\varphi = 0{,}62$ dla prawdopodobieństwa 50% i deszczu 40 minutowego, skąd $\varphi = 0{,}82$ dla tegoż 40-to minutowego deszczu i prawdopodobieństwa 20%. Dlaczego inż. Sz. utrzymuje „że odpływ ze zlewni 1462 ha (krakowskiej do Dąbia)" powinno się teraz liczyć spółczynnikiem pierwszym (0,62) skoro zaraz w następnych wierszach utrzymuje „że notowania deszczów w Krakowskim Obserwatorium Astronomicznym mogą zapewne dostarczyć dat, jak często się podobne deszcze powtarzają". Jakżeż mogą dostarczyć, kiedy ombrometr Obserwatorium notował opad dobowy, a od r. 1891 tylko godzinne natężenia (rejestrował sumę opadu po upływie jednej godziny) i jak można skonstruować krzywe częstości z jednego ombrometru choćby tylko dla powierzchni 1462 ha, skoro do tego celu potrzeba mniej więcej 1-go ombrometru na 500 ha.

I dalej utrzymuje inż. Sz. „z całego szeregu notowanych i mierzonych deszczów należy do obliczeń wymiarów kolektorów wybrać taki deszcz który by dawał najw. odpływ w l/sek. z ha. Takiego odpływu nie może dać deszcz długotrwały" itd.

Inaczej pojmujemy obecnie tę kwestię wyboru deszczu. Albowiem największy odpływ w kanale (kolektorze) da taki deszcz, który trwa tyle czasu, ile wynosi czas przepływu od początku do końca kanału o miarodajnym dla tego czasu natężeniu deszczu. Kwestia wyboru natężenia ogranicza się tylko do wyboru krzywej intensywności dla określonego prawdopodobieństwa pojawiania się deszczu, więc np. 8%-go (raz na 12,5 lat) dla centrum wielkich miast (Warszawa), 20%-go w centrum średnich miast, 50%-go dla odległych przedmieść itp. Z tego jednak wynika, że niekoniecznie deszcz intensywny, krótkotrwały musi dać największy odpływ, o czym wiedział już z górą przed 50 laty Frühling (Kanalisationsanlagen, str. 20).

Obawiam się, że nadużyłem cierpliwości Sz. Czytelnika tłumaczeniem podstawowych wiadomości z kanalizacji miast, stosownym w podręczniku szkolnym, nie mogłem jednak uniknąć tego, wobec opublikowania zapatrywania nie stojącego na poziomie wymaganym.

Od tych ogółowych „pseudo-kwestyj" przejdźmy z kolei do konkretnego „problemu" w następnym ustępie, tak ujętego przez inż. Szemplińskiego.

2. „Prof. Rosłoński do obliczenia przedłużonego (podkreślenie moje) kolektora wziął właśnie deszcz 12 godzinny... wyliczył średnią arytmetyczną 18,6 l/sek.... wyliczył odpływ w l/sek. z ha, mnożąc te 18,6 przez odpowiednie wartości współczynnika spływu ψ. Tak samo, jak to czyniła Dyrekcja Dród Wodnych przed 40 laty tylko dla deszczu, który trwał 40 minut i był przyjęty jako trwały, a więc bez opóźnienia odpływu".

Otóż nie tak samo! i jeśli odpowiem, że ta usiłowana paralelizacja moich obliczeń i Dyrekcji Dróg Wodnych jest pozbawiona — powiedzmy — wszelkiej racji, to nie będzie to przesadą.

Po pierwsze dlatego, że moje obliczenie odnosi się do deszczu długotrwałego przy zamkniętych przelewach burzowych dla kolektora 14 km długości tj. całego i do 3647 ha powierzchni, gdzie ilość opadu 18,6 l. sek./ha jest zredukowanym odpowiednikiem miary opadu 27,7 l. sek./ha zastosowanej przez Dyrekcję Dród Wodnych, w analogicznych warunkach dla kolektora około 7 km długości, ze zlewnią 1462 ha.

Po drugie dlatego, że Dyrekcja Dróg Wodnych liczyła deszczem o natężeniu 97 l. sek./ha (40 minutowym) pojedyncze przekroje kolektora między przelewami burzowymi otwartymi, a nie kolektor jako całość do Dąbia. Z tego względu — mówiąc nawiasem — przyjęta przez Dyrekcję Dróg Wodnych miara intensywności deszczu 97 l. sek./ha jest słuszna, bo skoro na długości kolektora lewobrzeżnego przewidziano 7 przelewów burzowych, to na każdy przelew burzowy przypadała mała zlewnia: $1462 : 7 = 209$ ha średnio. Z obliczonej ilości dopływu do danego odcinku kolektora, o powierzchni zlewni ΔF, wyrzucano przelewem wynikłą objętość dopływu burzowego do Wisły, pomniejszoną o dopływ z opadu długotrwałego 27,7 l. sek./ha na całą zlewnię do danego profilu kolektora ciążącą.

Tym sposobem dopływa do końca kolektora (w Dąbiu) przy zamkniętych przelewach burzowych i ujściu objętość:

$$Q = 1462 \times \psi \times 27{,}7 \text{ l/sek.}$$

i ta jest tylko porównywalna z moją do Dłubni... $Q_1 = 3647 \times \psi_1 \times 18{,}6$ l/sek.

Sprawę stosowania miary odpływu przedstawiła Dyrekcja Dróg Wodnych w sprawozdaniu hydrotechnicznym (Hydrotechnischer Bericht zum Projekte der Sammelkanäle, Mai 1907), toteż szkoda, że Sz. Krytyk nie zapoznał się z tym podstawowym dokumentem przed analizowaniem odpływów, nie byłoby zbytecznego problemu i jak widać — pozbawionej podstaw krytyki mego założenia.

3. W następnym ustępie zarzuca mi inż. Sz., że operuję tylko do 3647 ha zwiększonym dorzeczem na lewym brzegu, nie uwzględniając wzrostu faktycznego 5515—1462 tj. ca 4000 ha na zachodzie.

Szkoda, że Sz. Krytyk nie podał także sposobu jak to zrobić — o ile to tyczy się przedłużonego od Dąbia, do Dłubni kolektora. Przypuśćmy, że odpływ w tymże końcowym odcinku można powiększyć o dalsze

$$4000 \times 18{,}6 \times 0{,}3 = 22.000 \text{ l/sek.}$$

Tym sposobem mielibyśmy do odprowadzenia w przedłużonym od Dąbia kolektorze na długości 7 km okrągło22.000 + 16.000 = 38.000 l/sek podczas wezbrań Wisły.

Przypuśćmy, że to dałoby się zrobić — chociaż tak nie jest. Jednak to nie wyczerpuje zagadnienia, bo powstaje pytanie, jak przeprowadzić ten odpływ z 4000 ha na zachodzie istniejącym kolektorem na długości 7—8 km do Dąbia na wschodzie, kolektorem, który jest obliczony na odpływ z 1462 ha.

Czy miasto Kraków ma budować nowy kolektor i to dla odwodnienia aż 4000 ha wzdłuż obecnego i odpływ z tegoż uwzględnić w przedłużonym kolektorze od Dąbia na wschód, jak chce Sz. Krytyk? Nie sądzę, aby tak fantastyczny projekt mógł być kiedykolwiek zrealizowany. Gdy wyczerpią się możliwości włączenia do obecnego kolektora części dzielnic zachodnich kosztem wyeliminowania z tegoż wód młynówki i potoków, dzielnica zachodnia będzie musiała byś wydzielona w osobny okręg kanalizacyjny, z którego oczyszczone wody będą usunięte prawdopodobnie do Rudawy.

A zatem jaką zlewnię należy włączyć do przedłużonego kolektora Dąbie—Dłubnia? Tylko tę, która ciąży do przedłużonego poza Dąbie kolektora tj. 3647 — 1462 = 2185 ha. To się też stało!

Sprawa kanalizacji dzielnic zachodnich jest odrębnym problemem i jako taki nie ma nic wspólnego z urządzeniami końcowymi obecnego kolektora i nie może być wysuwana przeciw tym jako straszak z powodu rzekomego, „nieusprawiedliwionego", jak mówi Sz. Krytyk, pominięcia zlewni zachodniej, co usiłuje wmówić Czytelnikowi inż. Szempliński.

4. Idąc dalej za tekstem Sz. Krytyka czytam: „prof. Rosłoński twierdzi, że do obliczenia przedłużyć się mającego kolektora odpływ burzowy nie odgrywa żadnej roli, bo jest regulowany istniejącymi (podkreślenie moje) przelewami burzowymi a miarodajny jest odpływ deszczu podczas powodzi".

Ja natomiast pisałem w „Założeniach": wprawdzie pierwszy (sc. burzowy) nie odgrywa w naszym problemie żadnej roli, bo jest regulowany przelewami burzowymi itd.

Okazuje się, że Sz. Krytyk wsuwa w mój tekst słowo „istniejącymi" przelewami burzowymi i z tego przeinaczenia tekstu kuje zarzut. To nie jest wprawdzie nieporozumienie, ale i nie jest fair play. Na tak przez siebie skonstruowany tekst autor oczywiście nie godzi się i ja także! (ob. ustęp 5).

Nie godzi się także z drugiego powodu ponieważ „deszcz burzowy (podkreślenie moje) może spaść przy stanach wody na Wiśle, nie koniecznie przy powodzi, ale przy poziomie np. + 1,05 na wodowskazie, kiedy przelewy burzowe będą musiały być zamknięte". To twierdzenie jest jeszcze ryzykowniejsze od poprzedniego, bo świadczy — powiedzmy — o łatwości z jaką inż. Sz. pisze krytykę.

Wyliczeniami, jakie deszcze, o jakim natężeniu (małym) mogą spaść przy zamkniętych przelewach burzowych (przy stanie Wisły, nieco wyższym niż + 1,05), stwierdziła Dyrekcja Dróg Wodnych, że przy wezbraniach ponad stanem + 1,05, przy zamkniętych przelewach burzowych, nie ma deszczów burzowych tylko długotrwałe, o maksym. intensywności 10 m/m godz. (27,7 l. sek./ha), podług notowań Krakowskiego Obserwatorium.

Tę zasadę konsentowano, jest przesądzona budową kolektorów, na tej zasadzie opartą, co wszystko nie ma znaczenia dla inż. Sz., dlatego przypuszczalnie, że o niej nie wiedział lub świadomie ją ignoruje.

Do czegobyśmy doszli, stosując zapatrywania Sz. Krytyka, że kolektorem lewobrzeżnym i jego przedłużeniem należy objąć całą zlewnię krakowską o obszarze 7700 ha, pokazuje obliczenie inż. Szemplińskiego, z którego wynika, że dla przyjętego przeze mnie deszczu długotrwałego odpływ wynosi 34 m^3/sek. Ponieważ kolektor odprowadza 16 m^3/sek. do Dłubni przy spadku $0{,}25^0/_{00}$, jaki można jeszcze osiągnąć profilem dopuszczalnym (z uwagi na niski teren), więc dla odprowadzenia 34 m^3/sek. potrzeba $1{,}1^0/_{00}$, czyli straty spadku

$$7000 \times 0{,}0011 = 7{,}7 \text{ m}$$

do Dłubni i $11{,}000 \times 0{,}0011 = 12{,}30$ m do Przewozu. Wskutek tego przedłużenie kolektora, celem grawitacyjnego odprowadzenia wód kanalizacyjnych w ogóle upada i pozostaje tylko pompowanie wód kanałowych do Wisły, czyli zastosowanie sposobu projektowanego przez Niemców.

Nie jest to jednak sprawa tak prosta, jakby się teoretyzującym wydawało, skoro nawet Niemcy w swoich zapędach, byli ostrożniejsi od inż. Szemplińskiego.

I tak Niemcy, sytuując ostatnią stację pompową (tłoczocą wody na oczyszczalnię przy Drwinie) w odległości 3-ch kilomentrów od obecnego ujścia w Dąbiu, projektowali włączyć do kolektora 4704 ha zlewni, założyć na kolektorze lewobrzeżnym 4 stacje pompowe z 9-ciu wielkimi pompami, mogącymi przepompować 15200 l/sek. do Wisły w czasie wezbrań, o zainstalowanej mocy motorów pompowych 1708 KM, przy czym stopa fundamentu ostatniej stacji pompowej leżała 10 (dziesięć) metrów pod terenem, oczywiście w wodzie gruntowej.

Więc dla zlewni 7700 ha i mających się przepompować 32,2 m^3/sek. należałoby zbudować — przypuszczam — co najmniej 6 stacji pompowych (2 dla zlewni zachodniej) zainstalować 9 + 4 = 13 dużych pomp, z motorami o mocy zainstalowanej mniej więcej

$$1708 \times \frac{32{,}2}{14{,}2} = 4000 \text{ KM}$$

Tym sposobem sprawa pompowania wód kanalizacyjnych urosłaby do uciążliwego zadania dla Gminy ciągłego pompowania wód brudnych i rozcieńczonych na oczyszczalnię i utrzymywania poza tym w pogotowiu przez dużą część roku 3-ch względnie 5-ciu pompowni dla wód powodziowych, co wobec żądania Gminy nieszkodliwego, grawitacyjnego odprowadzenia wód kanałowych poza obręb Krakowa jest iluzorycznym zamiarem.

Tymczasem zdołała już Gmina 3 razy oprzeć się skutecznie usiłowaniom narzucenia jej pompowania ścieków z racji kanalizacji Wisły. Pierwszy raz około roku 1905/906, kiedy to dr inż. Pordes, inż. Dyr. Dróg Wodnych, projektował pompowanie sekcyjne na lewobrzeżnym i prawobrzeżnym kolektorze, aby tym sposobem zmniejszyć przekroje kolektorów na odcinkach między przelewami burzowymi — co miało wówczas dobre uzasadnienie teoretyczne — i przedłożył swój projekt Ministerstwom we Wiedniu. Wskutek sprzeciwu Gminy i przy poparciu jej stanowiska przez Ekspozyturę Dróg Wodnych w Krakowie, zaniechano tego projektu.

Drugi raz zajęła Gmina negatywne stanowisko w r. 1907 przy konsensie wodno-prawnym, kiedy to Dyrekcja Dróg Wodnych projektowała pompować w Dąbiu, wzgl. za Białuchą 9 m³/sek (doprowadzając kolektorem do tego miejsca 18 m³/sek.) — co skłoniło Dyr. Dróg Wodnych do przedłożenia projektu syfonowania ścieków na prawy brzeg Wisły i odprowadzania ich do Drwiny — w r. 1917.

Trzeci raz odniosła się Gmina negatywnie do projektu niemieckiego, gigantycznych pompowań na lewym i prawym brzegu Wisły, poza tym kilometrowymi rurociągami o dużych rozmiarach z końcowych stacji na oczyszczylnię w Bieżanowie.

Gdy zatem inż. Szempliński wysuwa po raz czwarty projekt pompowania ścieków, tutaj powyżej sformułowany, odnośnie do mego obliczenia, a nieco poniżej powtarza ten zamysł swoimi obliczeniami poparty — o czym zaraz będzie mowa — to albo dysponuje autorytetem, zdolnym skłonić Gminę do zmiany stanowiska, albo też nie chce o tych precedensach nic wiedzieć. Ja natomiast wziąłem je w rachubę.

5. Ten odpływ 34 m³/sek. pisze dalej inż. Szempliński „będzie znacznie większy, bo do obliczenia kolektora nie jest miarodajny deszcz długotrwały, lecz deszcz burzowy". Tej logiki co prawda — nie rozumiem, ale do czego byśmy doszli, kierując się zapatrywaniem Sz. Krytyka (tuż poniżej w tekście), że cały kolektor lewobrzeżny obejmujący 7700 ha zlewni należy liczyć opadem 34 mm/godz. (97 l. sek./ha) przy spółczynniku $\varphi = 0{,}62$ pokazuje jego obliczenie, mocą którego otrzymamy w przedłużonym kolektorze 116 m³/sek. (wyraźnie sto szesnaście m³/sek.).

Aby ten odpływ zobrazować, wystarczy przytoczyć, że Wisła przy średnim stanie toczy 80 m³/sek. — zatem przedłużonym kolektorem należy odprowadzać półtorakrotną objętość Wisły przy stanie średnim. Dyskutować wielkości tego, 116 m³/sek. wynoszącego odpływu, nie ma sensu, bo jest urojony (ob. ustęp 1-szy).

Że natomiast deszcz długotrwały może być miarodajny dla obliczenia kolektora poza Dąbie, to łatwo sobie wyobrazić, gdy — jak w „Założeniach" napisałem odpływ burzowy może być regulowany przelewami, w danym przypadku na początku przedłużonego kolektora. Można przecież przerzucając wodę burzową do Wisły przy niskich stanach i miernych wezbraniach wyregulować odpływ burzowy w kolektorze tak, by nie był większy od dopływu przy deszczu długotrwałym. Tym samym nie zachodzi konieczność stosowania większego przekroju kolektora, niż to z odpływu długotrwałego wynika i nie ma obawy niedostatecznego rozcieńczenia wody, wyrzucanej do Wisły, przy stosunku rozcieńczenia 671 l/sek (wód brudnych) do (14.323—671 l/sek.) opadu deszczowego tj. przy stosunku 1:21.

Widocznie owych 116 m³/sek. odpływu w „przedłużonym kolektorze" musiało Sz. Krytyka nieco zafrasować, bo już w następnym ustępie respektuje tylko zlewnię krakowską do Dąbia o obszarze 5515 ha i po redukcjach spółczynnikiem $\varphi = 0{,}62$ dochodzi do wniosku, że cały odpływ po Dąbie wyniesie 70,5 m³/sek. z czego przez przelewy burzowe i kolektorem spłynie 54 m³/sek. „a resztę trzeba pompować do Wisły" tj. 16 m³/sek. Dodaję, że i ten odpływ tyczy się także deszczu burzowego o natężeniu 97 l/sek. na ha.

Po tym co wyjaśniono w ustępie 2-gim, 3-cim i 5-tym nie ma potrzeby zastanawiać się nad realnością założeń inż. Sz. Ale nie mogę sobie odmówić dodatkowego stwierdzenia, że Sz. Krytyk w tych swoich obliczeniach odpływu burzowego (97 l. sek./ha) i przy przyjętym spółczynniku redukcyjnym $\varphi = 0{,}62$ jest w niezgodzie z wzorem redukcyjnym intensywności deszczu podług wielkości zlewni:

$$\varphi = \frac{1}{\sqrt[n]{F}}$$

stosowanym także przez Lindleya. Dla 5000 ha spółczynnik ten może wynosić najwyżej (dla $n = 8$) około 0,34 i najmniej (dla $n = 4$) 0,12. I w tym ujawnia się przesada obliczeń inż. Szemplińskiego.

6. W następującym ustępie poucza mnie inż. Sz., że długość kolektora przy przedłużeniu do Dłubni jest za mała ze względu na projektowany jaz w Przewozie, aby przeszkodzić szkodliwej cofce przy katastrofalnych wezbraniach Wisły. „Wobec powyższego wylot projektowanego przedłużenia kolektora powinien być w km 92,5 — czyli że kolektor musiałby mieć długość 11 km i musiałby przekraczać rzekę Dłubnię tak, jak przekroczył Białuchę (w projekcie)".

Otóż inż. Sz. nie wie, jak przekroczono Białuchę, bo by nie pisał, że Dłubnia ma być tak samo przekroczona. Ale mniejsza o to, gorsze jest to, że nie wie dlaczego kolektora nie można wprowadzić w dolne stanowisko w Przewozie (w km 92,5), skutkiem czego dobre Jego rady pozostaną nieziszczalnym życzeniem.

Otóż na jednym z zebrań w Tow. Technicznym w r. 1946 omawiał sprawę kanalizacji Wisły dyrektor Dróg Wodnych inż. A. Bielański. I tutaj dowiedzieliśmy się, że kanał spławny poniżej jazu w Przewozie nie leży w korycie Wisły, na poziomie dolnego stanowiska (191,30 m n. p. m.), lecz przebiega po cięciwie łuków Wisły w Brzegu i Grabiu na poziomie dolnym jazu w Dąbiu 195,10 m n. p. m. Skutkiem czego musianoby kolektor „pod ten kanał przesyfonować, zdążając w dolne stanowisko żeglowne Przewozu. Tym samym upadł projekt — o jakim myślano — 11 kilometrowego przedłużenia kolektora lewobrzeżnego do stanowiska poniżej Przewozu.

Na cóż by się bowiem zdało stracić około i najmniej 1,50 m spadku na syfonowanie kanału pod Dłubnię, dalej około 1,00 m na syfonowanie pod kanałem spławnym na cięciwie — w dodatku w bardzo ciężkich warunkach technicznych — i wreszcie przy 0,4$^0/_{00}$ spadku na przedłużonym o 4 (cztery) kilometry kanale dalsze 1,60 m, w sumie 4,10 m straty spadku, gdy różnica między górnym a dolnym stanowiskiem w Przewozie wynosi tylko 3,80 m! I znowu mści się na Sz. Krytyku nieznajomość stanu faktycznego.

Potem następuje coś fantastyczniejszego. Inż. Szempliński pisze dalej tak: „Z powodu spiętrzonej o około 2,5 m niskiej wody (sc. Wisły) a zatem niemal stojącej powyżej jazu, jest wykluczone (podkreślenie moje), aby wylot przedłużonego kolektora znajdował się przed jazem (sc. w Przewozie) i wody brudne uformowałyby przed jazem wielki i otwarty zbiornik gnijących zawartości kanałowych".

Ponieważ inż. Sz. sądzi mnie — jak widać — ustawicznie swoimi kategoriami myślenia, to nie przewidział tego, że przed ujściem kolektora do Dłubni, w miejscu bardzo stosownym, zdala od siedzib ludzkich można zaprojektować i zaprojektowano, oczyszczalnię mechaniczną z osadnikami Dorra i z komorami fermentacyjnymi właśnie dlatego, aby nie było zbiornika gnijących substancji kanałowych przed jazem, ani niemiłej woni w otoczeniu oczyszczalni z rozkładającego się na wolnym powietrzu szlamu.

7. Z kolei zmienia inż. Szempliński temat i przechodzi na „problem syfonowania" ścieków krakowskich przez Wisłę na prawy brzeg do Drwiny i pisze tak: „prof. Rosłoński jest przeciwnikiem projektu Dyrekcji Dróg Wodnych z roku 1917 pozbycia się wód opadowych przy wezbraniach Wisły za pomocą syfonowania z kolektora lewobrzeżnego wody w ilości około 18 m^3/sek. na prawy brzeg Wisły" po czym następuje pouczenie (fałszywe!), jakoby w syfonie tarcie wody o ściany powodowało największą stratę ciśnienia a inne straty nie mają znaczenia przy znacznej długości syfonu (pierwsze wynoszą 0,676, a drugie 0,495 m), po czym pisze dalej „otóż o ile projekt syfonu wykonany został przez Dyrekcję Dróg Wodnych prawidłowo, tj. wylot syfonu odpowiednio niżej zaprojektowany, to przy ujściu kolektora w Dąbiu (początek syfonu) nie powinno być żadnego spiętrzenia wody".

W „Założeniach" nie pisałem wprawdzie, że jestem przeciwnikiem syfonowania 18 m^3/sek., dałem tylko wyraz zdziwienia z powodu konsekwencji tak pomyślanego syfonowania, ale mniejsza o to!

Zdecydowanym przeciwnikiem syfonowania jest natomiast Oddział Kanalizacji miasta po gorzkich doświadczeniach z istniejącymi syfonami, bo czyści się je niemal ciągle przez cały rok i będzie czyścić dopóty, dopóki wszystkie zakłady przemysłowe nie będą oczyszczać mechanicznie swych ścieków, przed wpuszczeniem ich do kolektorów, zwłaszcza położone przed syfonami.

Co się tyczy owego rzekomego „projektu" syfonu, to opracowała go Dyrekcja Dróg Wodnych we Wiedniu przez swych specjalistów w grudniu r. 1916.

W rzeczywistości nie był to projekt tylko profil podłużny syfonu przez Wisłę (150 m długości, składający się z 4-ch rur — ⌀ 1$^1/_2$ metra każda) i profil kanału otwartego do Drwiny. W profilu tym po stronie górnej głowicy syfonu podano rzędne: dna kanału 196,20 m n. p. m. (Adria), podniebienia kolektora 199,656 i wreszcie 200,73 maks. piętrzenia (Stau). W sprawozdaniu podano, że potrzebna dla syfonu wysokość ciśnienia przy najw. odpływie (18 m^3/sek.) wynosi 1,17 m. Wzoru dla obliczenia tej straty nie podano, widocznie zastosowano wzór także przeze mnie w Podręczniku Inżynierskim (Kanalizacja miasta) podany, bo wyniki są identyczne.

Z tego widać, że jednak piętrzenie w górnej głowicy zastosowano przy braku sprzeciwu ze strony specjalistów naszych (prof. U. J. Sikorski, Wierzbicki) oraz ze strony interesowanych gmin, z wyjątkiem inż. Kłeczka, który chciał uniknąć piętrzenia przez powiększenie sprawności syfonu, ale posłuchu nie znalazł.

A powód jest prosty. Gdyby piętrzenie z głowicy górnej przerzucono jako stratę w dolną — jak tego domaga się inż. Szempliński, to nie mówiąc już o kanale od syfonu do Drwiny, należałoby i tak już za głębokie wykopy w korycie Drwiny pogłębić o miarę straty spadku w syfonie tj. 1,17 m na długości 7 km. Dyrektor Krajowego Biura Melioracyjnego inż. Wierzbicki oraz prof. Sikorski, dążąc do zapobieżenia przesuszeniu łąk nad Drwiną przeparli wniosek o nawadnianie tychże wodami kanałowymi a powstała Spółka Wodna dla uregulowania i obwałowania Drwiny wykonała regulację dna na swój sposób, tak, by umożliwić odpływ z rowu kanalizacyjnego prokocimskiego do tejże.

Z tego wynika, że udzielona przez inż. Szemplińskiego rada, jak należało projektować syfon, by uniknąć piętrzenia w Dąbiu, powoduje konsekwencje, których tenże nie przewidział. Nie przewidział też gorszej konsekwencji, udzielając drugiej rady, że „przecięcia terenów portowych można bardzo łatwo (podkreślenie moje) uniknąć, jeżeli zamiast sztucznego koryta ziemnego, damy podziemny kanał jako przedłużenie syfonu" czego nie przewidywała Dyrekcja Dróg Wodnych.

Tym razem rada jest nie tylko chybiona, ale nieprzemyślana. Przypuśćmy bowiem, że kolektor po wyjściu z syfonu krzyżuje się, czy to z basenem portowym, czy kanałem lateralnym (avant-portem), założonym na poziomie dolnego stanowiska żeglownego w Dąbiu (tj. płaszowskiego) 195,10 m n. p. m. (Amsterdam). Załóżmy głębokość basenu tylko 2,50 m, grubość ubezpieczenia nad sklepieniem kolektora 0,20, tyleż wynoszącą grubość sklepienia (żel.-bet.) tj. 0,20 m, spłaszczoną do 3,00 m wysokość kolektora i 0,40‰ wynoszący spadek dna kanału na 2 km długości od skrzyżowania do początku Drwiny (ujścia kanału prokocimskiego) tj. 0,80 m co wszystko razem da rzędną dla kolektora w początku Drwiny 195,10—6,70 = 188,40 m n. p. m.

A gdy ustalona rzędna dna uregulowanej Drwiny u jej początku wynosi 195,03 m n. p. m. dno kolektora znalazłoby się 6,60 m pod dnem Drwiny.

Czy pompować do Drwiny odpływ krakowski? chyba dla skompletowania sztucznych urządzeń: najpierw syfon przez Wisłę, później pompownia do Drwiny.

Skoro inż. Szempliński udzielił mi już tylu dobrych rad, ja ze swej strony udzielę jednej, jaką właściwie powinien był wypowiedzieć a to tę, że na terenie portu płaszowskiego nie powinno być żadnych kolektorów — prócz istniejącego podgórskiego. Co prawda rada ta byłaby spóźniona, bo we wszystkich rozwiązaniach, jakie brałem w rachubę i przedłużenie kolektora podgórskiego do Drwiny i odpływ z syfonu krakowskiego leżały zawsze po zachodniej stronie zamarłego koryta Wisły — niemniej rada byłaby słuszna.

W dalszym ciągu pracy inż. Szemplińskiego znajduję dalsze pouczenia może dla Czytelnika, nie dla mnie przeznaczone, co do których i ja ze swej strony chciałbym Sz. Czytelnika poinformować o mym odmiennym sądzie, wzgl. sprostować Jego nieuzasadnione obawy.

Inż. Szempliński jest zdania, że brak oczyszczalni na lewym brzegu Wisły przed syfonem, zamieniłby w czasie bezdeszczowym przynajmniej jedną z rur syfonowych na dół kloaczny. Na to odpowiem, że już Dyrekcja Dróg Wodnych projektowała przed syfonem osadnik równoległy do biegu kolektora, że poza tym w samej rurze syfonowej namuł nieutrzymałby się przy chyżości 2,54 m/sek. w rurze, przy dopływie tylko 4,5 m³/sek.

Tego samego obawia się niepotrzebnie inż. Szempliński dla Drwiny, która stałaby się „jednym płynącym kanałem miejskim", gdyby nie zastosowano przynajmniej mechanicznej oczyszczalni. Odpowiem, że owszem jest przewidziana taka mechaniczna oczyszczalnia u początku Drwiny poza ujściem rowu prokocimskiego, w związku z nawadnianiem łąk nad Drwiną położonych.

Sprawy syfonu nie mają dla mnie znaczenia, bo inne rozwiązanie w „Założeniach" podałem, ale przesądzonej sprawy odwodnienia Podgórza — Płaszowa Drwiną do Wisły nie mogę zbyć milczeniem, skoro inż. Szempliński, wypowiada swój nieuzasadniony sąd (ob. p. 8), że bez stacji pomp na trasie kolektorów (liczba mnoga!) zadania zabezpieczenia Krakowa od zalewu niżej położonych dzielnic dodatnio rozwiązać nie można.

Gdyby inż. Szempliński przestudiował mapę tych okolic, byłby spostrzegł, że do „małowodnej" Drwiny odwadnia się potokami zlewnia 10 km Łagiewnik, Woli Duchackiej i Prokocimia i w przyszłości Płaszów, upatrzony na dzielnicę przemysłowo-fabryczną o powierzchni 282 ha. Jeżeli te tereny nie miałyby być odwodnione Drwiną w dolne stanowisko żaglowne Przewozu, to jak je odwodnić? Pozostaje tylko drugie rozwiązanie: osobnym kolektorem do Wisły z uwzględnieniem konieczności pompowania wód kanałowych do tejże w czasie wezbrań. W ten sposób mielibyśmy 3 pompownie, Podgórską z podstacją i Płaszowską.

Tak projektować jeszcze nie nauczyłem się, gdy widzę możliwość przedłużenia kolektora podgórskiego przez Płaszów do Drwiny, do tego celu wystarczająco uregulowanej i obwałowanej i odprowadzenia wód kanałowych z pominięciem zbytecznych pompowni powodziowych grawitacyjnie i nieszkodliwie do Wisły. Dla mnie ta sprawa problemem nie jest, prawdopodobnie także dla innych realnie myślących.

8. Wniosek końcowy inż. Szemplińskiego jest taki: „Przedłużenie obydwu kolektorów wzdłuż Wisły na odpowiednią długość (decyduje o długości cofka z Wisły podczas w. w.) jest jednym z czterech znanych projektów zabezpieczenia m. Krakowa od zalewania niżej położonych dzielnic miasta. Bez stacji pomp na trasie kolektorów rozwiązać tego zadania nie można".

Zadziwiająca jest apodyktyczność tego ostatniego zdania, nie opartego na żadnych studiach tylko na autorytecie, który sobie inż. Sz. przypisuje, niepomny na znane wypowiedzenie W. Lindleya starszego, „nie podając siebie za autorytet, nie uznaję autorytetu innych", które ja skrytykowany — podobnie jak Lindley ongiś w Warszawie — bynajmniej nie porównując się z nim, w stosunku do inż. Szemplińskiego, stosuję.

W danym przypadku i autorytet inż. Sz. i żądanie pompowania upada, bo rozwiązanie po mozolnych studiach znalazło się i to takie, jakiego Gmina a nie inż. Szempliński, życzy sobie.

O tym czy bez stacji pomp na trasie kolektorów rozwiązać tego zadania nie można to — jak z przytoczonych wywodów wynika — jestem odmiennego zdania i porzucając wysunięte przez Sz. Krytyka nierealne problemy utrzymuję, że na pompowanie wód kanalizacyjnych na zachodzie i z obecnego kolektora jeszcze czas i dużo wody w Wiśle upłynie zanim do tego przyjdzie.

O fikcji, że przedłużenie kolektorów przesunie tylko zanieczyszczenie Wisły od miasta, co z kolei inż. Sz. podnosi nie będę po raz drugi mówił, odpowiem tylko krótko na ostatni Jego zarzut: „przedłużenie kolektorów jest najdroższym projektem z czterech jak wyżej" (sc. wymienionych).

To zdanie nie ma uzasadnienia, o ile chodzi o kolektor podgórsko-płaszowski, a co się tyczy krakowskiego, to kwestia kosztu schodzi na drugi plan, bo Gmina szuka nie najtańszego lecz najpewniejszego rozwiązania odprowadzenia ścieków w związku z kanalizacją Wisły, za jakie przedłużenie kolektora uchodzi. O ile chodzi o projektodawców, to z ich strony zrobiono wszystko, by koszt związany z przedłużeniem kolektora krakowskiego, o ile możności obniżyć, że przypomnę tylko zastosowany przekrój i długość kolektora.

9. Dalszy ciąg swoich wywodów poświęca inż. Szempliński gęstości zaludnienia Krakowa i wzrostowi tego zaludnienia, by na tej podstawie pouczyć Czytelnika i mnie włącznie:

1⁰ „że trudno określić jaki i kiedy nastąpi rozwój miasta i przyłączonych ostatnio dzielnic, kiedy i z jakich powodów staną się naprawdę miastem z jego potrzebami kanalizacji".

Podzielając to zapatrywanie inż. Szemplińskiego, zapytuję tylko dlaczego to poprzód imputował Czytelnikowi konieczność włączenia do kolektora lewobrzeżnego zachodniej zlewni o powierzchni 5515—1462 ha a do przedłużonego kolektora 7700 ha zlewni, skoro pierwsze nie ma widoków realizacji, a drugie podług Niego przewidzieć się nie da.

2⁰ Dowodem trudności takiego przewidywania ma być to, że dla „umożliwienia" skanalizowania Białuchy, oraz Czyżyn i Łęgu przyjąłem niskie spółczynniki spływu $\psi = 0,1 - 0,2$.

Rzekomy dowód znowuż chybia celu bo sugeruje Czytelnikowi przyczyny nieprawdziwe. Więc wyjaśniam, że niski spółczynnik spływu dla dorzecza Białuchy przyjąłem dlatego, ponieważ Wojewódzki i Miejski Urząd Planowania nie przewiduje wzdłuż obu brzegów Białuchy zabudowania. Ma to być pas zieleni, którego krajobrazowe piękno ma podnieść spiętrzona Białucha.

Co się zaś tyczy Czyżyn i Łęgu to przyczyna małego spływu jest inna. Tu liczono na uchwycenie kolektorem tylko wód brudnych rozcieńczonych, podczas gdy wody opadowe będą nadal spływać przedłużonym na wschód potokiem Łęgiem, przyjmując 2 inne dopływy — do Wisły.

10. Następujący ustęp wywodów inż. Szemplińskiego przepisuję dosłownie, bym nie był posądzony o złośliwy wymysł:

„Przedłużenie obydwóch kolektorów może mieć tylko znaczenie dla zabezpieczenia m. Krakowa od powodzi i to nie najlepsze. Do tego nie potrzeba żadnych specjalnych analiz deszczów długotrwałych ani obliczeń etc. Wystarczy tylko uwzględnić cofkę wody w kolektorze podczas powodzi, z czego wyniknie jego długość i uwzględnić zmniejszenie spadku I, z czego wyniknie profil".

Jest to chyba najkapitalniejsze pouczenie wśród innych nieudałych, — ale tym razem także i kompromitujące. Bo okazuje się — zdaniem inż. Szemplińskiego — że do obliczenia profilu kanału jest potrzebny tylko spadek bez objętości ustalonego przepływu — więc konsekwentnie nie potrzeba do tego żadnych specjalnie analiz deszczów długotrwałych, ani obliczeń sc. moich w „Założeniach". Nie chcę wyciągać z tego dalszych konsekwencji i milczę.

Jesteśmy u końca wywodów inż. Szemplińskiego tak ujętych: „dlatego sprawę skanalizowania przyłączonych przez okupanta dzielnic można obecnie z czystym sumieniem pozostawić przyszłym pokoleniom"... „niech się nad tą sprawą biedzą za lat 100!".

I znowuż paść musi odpowiedź Nie! i nie! na takie postawienie kwestii. Ministerstwo Robót Publicznych poleciło Dyr. Dróg Wodnych w Krakowie opracowanie projektu kanalizacji Wisły w obrębie Wielkiego Krakowa. Projekty te są gotowe. Być może, że lada miesiąc, czy za rok zaskoczy Gminę rozpisanie postępowania wodno-prawnego w tej sprawie. A wówczas rzecz jasna — Gmina musi sobie dobrze zdawać sprawę z tego ku jakiemu rozwiązaniu sprawy „urządzeń końcowych" zmierza i jakie to ciężary spadną na nią z powodu kanalizacji Wisły.

Konkretyzując zagadnienie musi chociażby wiedzieć, czy przedłużonym kolektorem należy odprowadzić 116 m^3/sek. (sto szesnaście m^3/sek.) podług założeń inż. Szemplińskiego do Przewozu, czy też tylko nieco ponad 16 m^3/sek. (szesnaście m^3/sek.) podług moich wyliczeń i tylko do Dłubni. I tu leży istota sprawy i waga tak zlekceważonych przez inż. Szemplińskiego „niepotrzebnych" analiz deszczów i obliczeń, przedstawionych w moich „Założeniach".

Inż. JULIUSZ KORELESKI.

LINIE WPŁYWOWE BELKI CIĄGŁEJ WIELOPRZĘSŁOWEJ

Przy projektowaniu konstrukcji stalowo-betonowych spotykamy się bardzo często, zarówno w zwyczajnym budownictwie, jak i w budowie mostów — z belką ciągłą wieloprzęsłową.

Jeśli chodzi o obciążenie przęseł ciężarem stałym równomiernie rozłożonym, lub też zmiennym-użytkowym stosujemy powszechnie, przy równych rozpiętościach i ilości przęseł 2—5, gotowe tablice. Podobnie mamy dla belek 2-u 5-ciu przęsłowych gotowe tablice w przypadkach obciążenia grupami ciężarów skupionych. Lecz już w prostym przykładzie zwyczajnej płatwi dachowej, która na pewnej partii przechodzi przez pola latarniowe i skutkiem tego obciążenia poszczególnych przęseł znacznie się między sobą różnią — takich wygodnych tablic, nawet tylko dla 2-u do 5-cio przęsłowych belek ciągłych nie mamy. Sprawa się jeszcze więcej komplikuje, gdy ilość przęseł jest większa, a to przy płatwiach dachowych z reguły się zdarza. Projektujący ma tu dwie drogi: albo wykonać obliczenie ścisłe według jednego ze znanych sposobów, co zabiera wiele czasu, albo też uciec się do robienia daleko idących upraszczających założeń, którą to drogę zwykle wybiera.

Jeszcze bardziej jaskrawo występuje ta sprawa przy obliczeniu np. stalowo betonowych podłużnic ciągłych mostu. Tu przepisane obciążenie ruchome nie pozwala na stosowanie tablic i zmusza nas wprost do szukania pomocy w liniach wpływowych.

W podręcznikach mamy zwykle podane linie wpływowe dla belek ciągłych 2-u lub 4-ro przęsłowych. Nasuwa się myśl, aby sporządzić linie wpływowe momentów i sił poprzecznych dla belki ciągłej o większej ilości przęseł niż 4, a w szczególności dla granicznego przypadku belki ciągłej, gdy ilość przęseł jest bardzo duża (zdąża do ∞). Uzyskane linie wpływowe w przypadku więcej niż 4-ch przęseł zastąpią z powodzeniem wszelkiego rodzaju tablice i będą mogły być z korzyścią zastosowane w praktyce.

Rzędne podanych poniżej linii wpływowych i ich powierzchni obliczono przy pomocy „rachunku oporów", który chcę tu w kilku słowach przedstawić.

1. Równanie sprężystości.

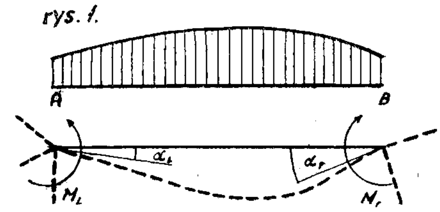
W celu wyprowadzenia równań sprężystości rozważmy równowagę dowolnego pręta układu ramowego o nieprzesuwanych węzłach rys. 1.

a) Belka o dowolnym zmiennym przekroju, jest w końcach A i B sprężyście utwierdzona. Pod wpływem dowolnego obciążenia końce belki odchylają się od pierwotnego położenia, przyczym odnośne kąty obrotu nazwijmy α_l i α_r, zaś momenty podporowe M_l i M_r.

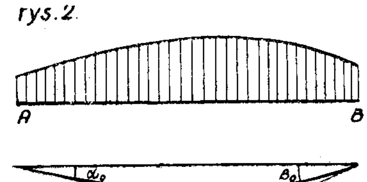
b) Belka wolnopodparta $A—B$ pod wpływem powyższego obciążenia ugnie się, przy czym (rys. 2) kąty przy A i B wyniosą α_0 i β_0.

b_1) Ta sama belka wolnopodparta, pod wpływem działającego na jej lewym końcu mo-

rys. 1.



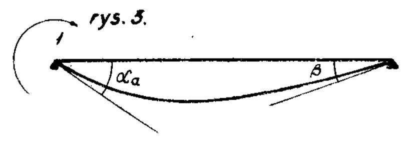
rys. 2.



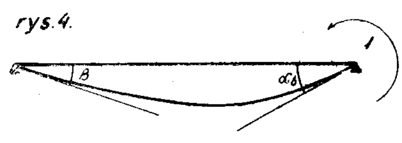
mentu $=1$ ugnie się, przy czym (rys. 3) kąty obrotu na końcach wyniosą α_a i β.

b_2) Podobnie w przypadku momentu jednostkowego na prawym końcu (rys. 4) odnośne kąty

rys. 3.



rys. 4.



obrotu wyniosą α_b i β. Kąty β mają w obu powyższych przypadkach równą wartość (zasada wzajemności odkształceń)

Ponieważ zakładamy ogólnie, że pręt ma przekrój zmienny przeto α_a i α_b mają różną wartość.

Ogólne równania sprężystości są

$$\alpha_l = \alpha_0 - M_l \cdot \alpha_a - M_r \cdot \beta$$

$$\alpha_r = \beta_0 - M_r \cdot \alpha_b - M_l \cdot \beta$$

Wartości α_0, β_0, α_a, α_b i β obliczymy w znany sposób. Gdy w powyższych równaniach sprężystości znać będziemy jeszcze wartości α_l i α_r, to możemy łatwo obliczać M_l i M_r.

2. Opór przeciwko obrotowi końców pręta.

Końce pręta $A—B$ pod wpływem obciążenia obróciły się o kąty α_l i α_r. Równocześnie o te

same kąty obróciły się wszystkie pręty należące do węzłów sztywnych A względnie B. Pomyślmy sobie, żeśmy usunęli pręt $A-B$, to dla równowagi musimy na węzły A i B działać momentami M_l i M_r. Kąty α_l i α_r są oczywiście wprost proporcjonalne do wielkości tych momentów, czyli:

$$\alpha_l = M_l : W_l, \quad \text{oraz} \quad \alpha_r = M_r : W_r$$

Współczynniki proporcjonalności W_l i W_r nazwijmy oporami przeciwko obrotowi końców pręta, lub krótko oporami:

$$\overrightarrow{W}_l = M_l : \alpha_l; \quad \overleftarrow{W}_r = M_r : \alpha_r \qquad (1)$$

Opory te są to odwrotności kątów ugięcia gdy na koniec pręta działa moment $M=1$. Strzałki przy oporach W oznaczają kierunek, w którym idąc wyznaczono te opory. Sprawę tę wyjaśni ustęp 5.

3. Momenty przywęzłowe (podporowe).

Wstawmy wartości (1) w równania sprężystości:

$$M_l : \overrightarrow{W}_l = \alpha_0 - M_l \cdot \alpha_a - M_r \cdot \beta$$

$$M_r : \overleftarrow{W}_r = \beta_0 - M_r \cdot \alpha_b - M_l \cdot \beta$$

i wyznaczmy M_l i M_r:

$$M_l = \overrightarrow{W}_l \frac{\alpha_0 + \overleftarrow{W}_r(\alpha_0\alpha_b - \beta_0\beta)}{1 + \overrightarrow{W}_l\alpha_a + \overleftarrow{W}_r\alpha_b + \overrightarrow{W}_l\overleftarrow{W}_r(\alpha_a\alpha_b - \beta^2)} \qquad (2)$$

$$M_r = \overleftarrow{W}_r \frac{\beta_0 + \overrightarrow{W}_l(\beta_0\alpha_a - \alpha_0\beta)}{1 + \overrightarrow{W}_l\alpha_a + \overleftarrow{W}_r\alpha_b + \overrightarrow{W}_l\overleftarrow{W}_r(\alpha_a\alpha_b - \beta^2)} \qquad (2)$$

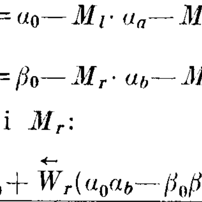
Wzory te pozwolą nam obliczyć momenty przywęzłowe.

4. Rozkład momentów w węzłach.

Rozpatrzmy węzeł, w którym schodzi się szereg prętów nieobciążonych rys. 5.

Przypuśćmy, że węzeł ten obrócił się o pewien kąt α, to końce wszystkich prętów w nim się

rys. 5.



schodzących i sztywnie ze sobą w A połączonych, obrócą się o ten sam kąt α. Wyjątek stanowić będą jedynie pręty łączące się z węzłem za pośrednictwem przegubu, np. pręt Nr 5 w rysunku 5. Nazwijmy opory przeciwko obrotowi końców poszczególnych prętów, schodzących się w punkcie A, przez W_1, W_2, W_3, W_4, moment działający na węzeł przez M oraz wywołane przez ten moment M — momenty na końcach poszczególnych prętów przez M_1, M_2, M_3, M_4, to możemy napisać równanie:

$$M = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + \ldots = \Sigma M_n$$

Nazwijmy jeszcze opór przeciwko obrotowi węzła, złożonego z prętów 1—5, przez W, to powyższe równanie, przy uwzględnieniu wzorów (1) przybierze formę:

$$W \cdot \alpha = W_1 \cdot \alpha + W_2 \cdot \alpha + W_3 \cdot \alpha + \ldots = \Sigma W_n \cdot \alpha$$

czyli

$$W = \Sigma W_n \qquad (3)$$

Drugie równanie będzie:

$$\frac{M}{W} = \frac{M_1}{W_1} = \frac{M_2}{W_2} = \frac{M_3}{W_3} = \ldots = \frac{M_n}{W_n}$$

z którego wynikają wzory:

$$M_1 = \frac{W_1}{W} \cdot M; \quad M_2 = \frac{W_2}{W} \cdot M; \quad M_3 = \frac{W_3}{W} \cdot M$$

itd. czyli ogólnie:

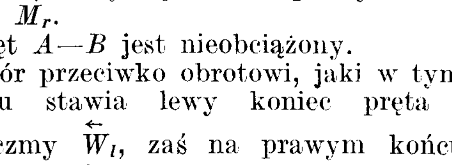
$$M_n = \frac{W_n}{W} \cdot M \qquad (4)$$

Przy przejściu przez węzły opory odpowiednio sumują się. W „węźle" belki ciągłej schodzą się tylko dwa pręty, za tym opór z lewej strony węzła $\overleftarrow{W}_l$ będzie równy oporowi z prawej strony tego węzła $\overrightarrow{W}_r$, oczywiście dla tego samego kierunku wyznaczania oporów (strzałka!).

5. Przenoszenie się oporów w prętach (nieobciążonych)

weźmy pręt $A-B$ na obu końcach sprężyście utwierdzony. (Rys. 6). Na skutek obciążenia elementów położonych po lewej stronie (licząc

rys. 6.



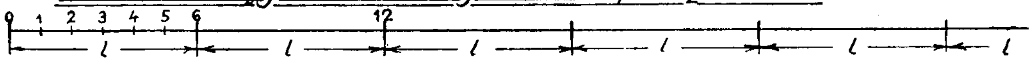
od punktu A), końce prętów węzła schodzące się w tym punkcie (nakreślone linią przerywaną) działają na lewy koniec pręta $A-B$ momentem M_l, który wywoła na prawym końcu moment M_r.

Pręt $A-B$ jest nieobciążony.

Opór przeciwko obrotowi, jaki w tym przypadku stawia lewy koniec pręta $A-B$, oznaczmy $\overleftarrow{W}_l$, zaś na prawym końcu opór oznaczmy $\overrightarrow{W}_r$. Pod wpływem działania momentów M_l i M_r pręt $A-B$ ugnie się, przy czym lewy jego koniec obróci się o kąt α_l, prawy zaś o kąt α_r. W równaniach sprężystości podanych w punkcie 1 musimy podstawić $\alpha_0 = 0$ i $\beta_0 = 0$, oraz zmienić znak przy M_l:

$$\alpha_l = M_l \cdot \alpha_a - M_r \cdot \beta$$
$$\alpha_r = M_l \cdot \beta - M_r \cdot \alpha_b$$

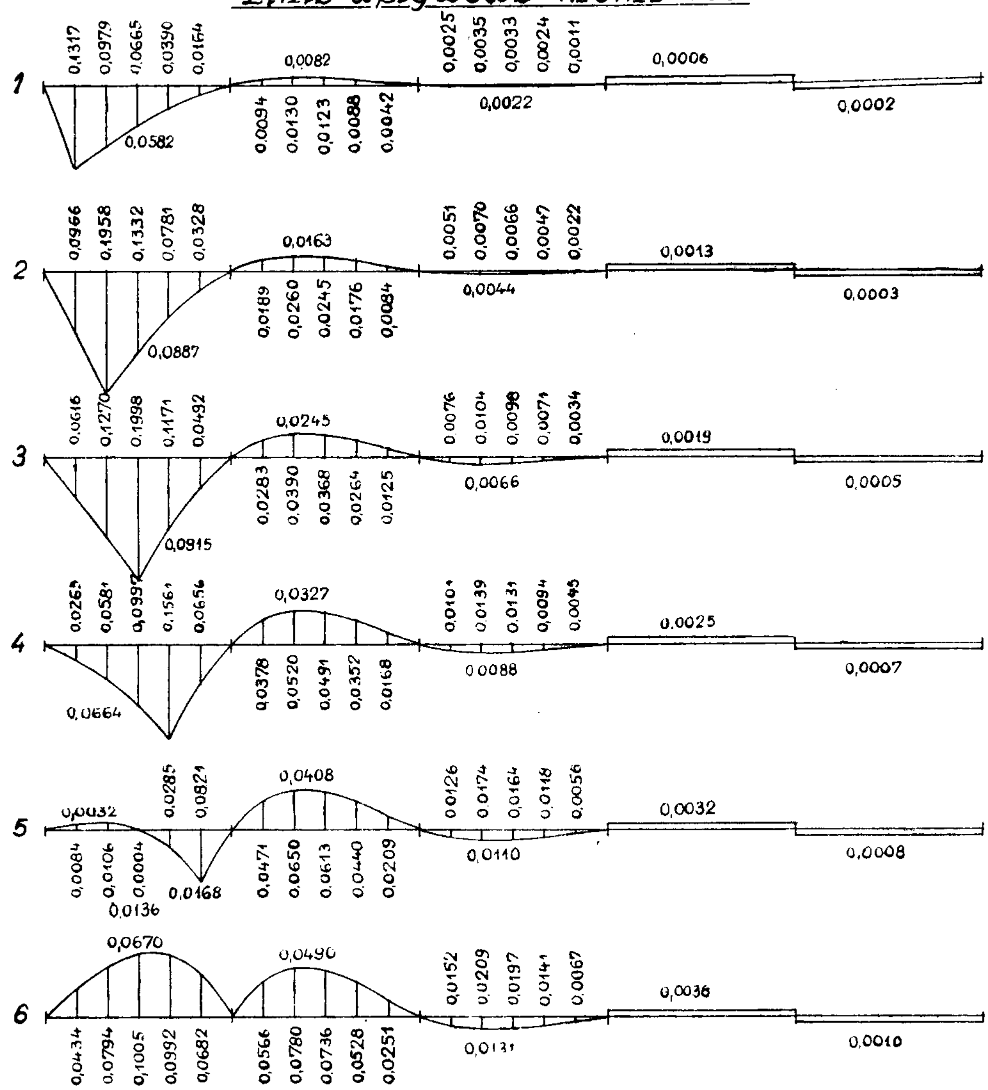
Belka ciągła o dużej ilości przęseł „l”



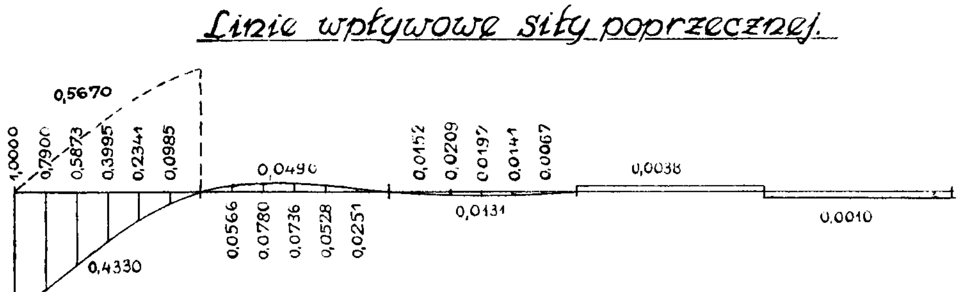
Rzędne linii wpł. momentów pomnożyć przez „l”. Powierzchnie linii wpł. momentów pomnożyć przez „l^2”. Powierzchnie linii wpł. sił poprz. pomnożyć przez „l”.

Pierwsze przęsło skrajne.

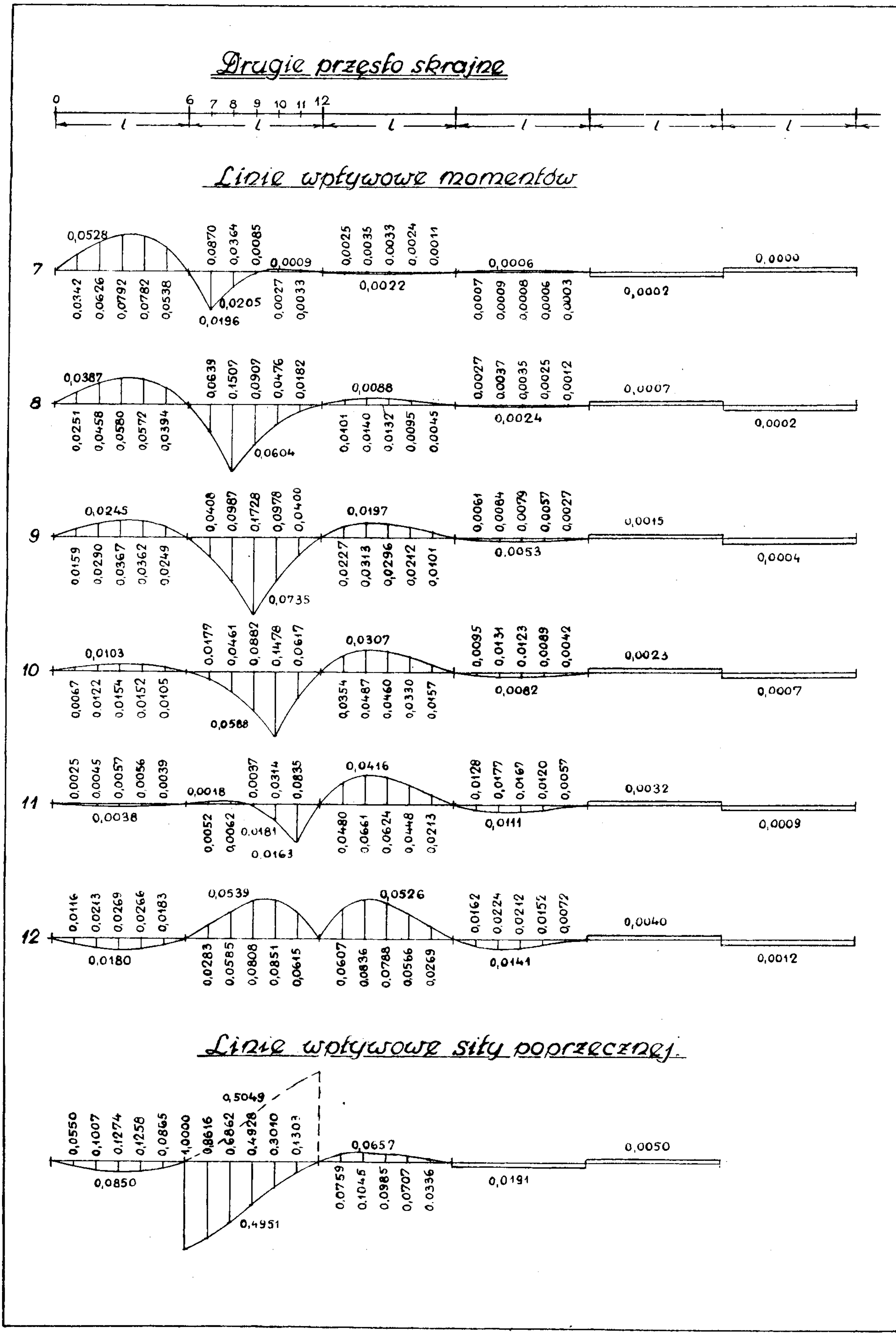
Linie wpływowe momentów

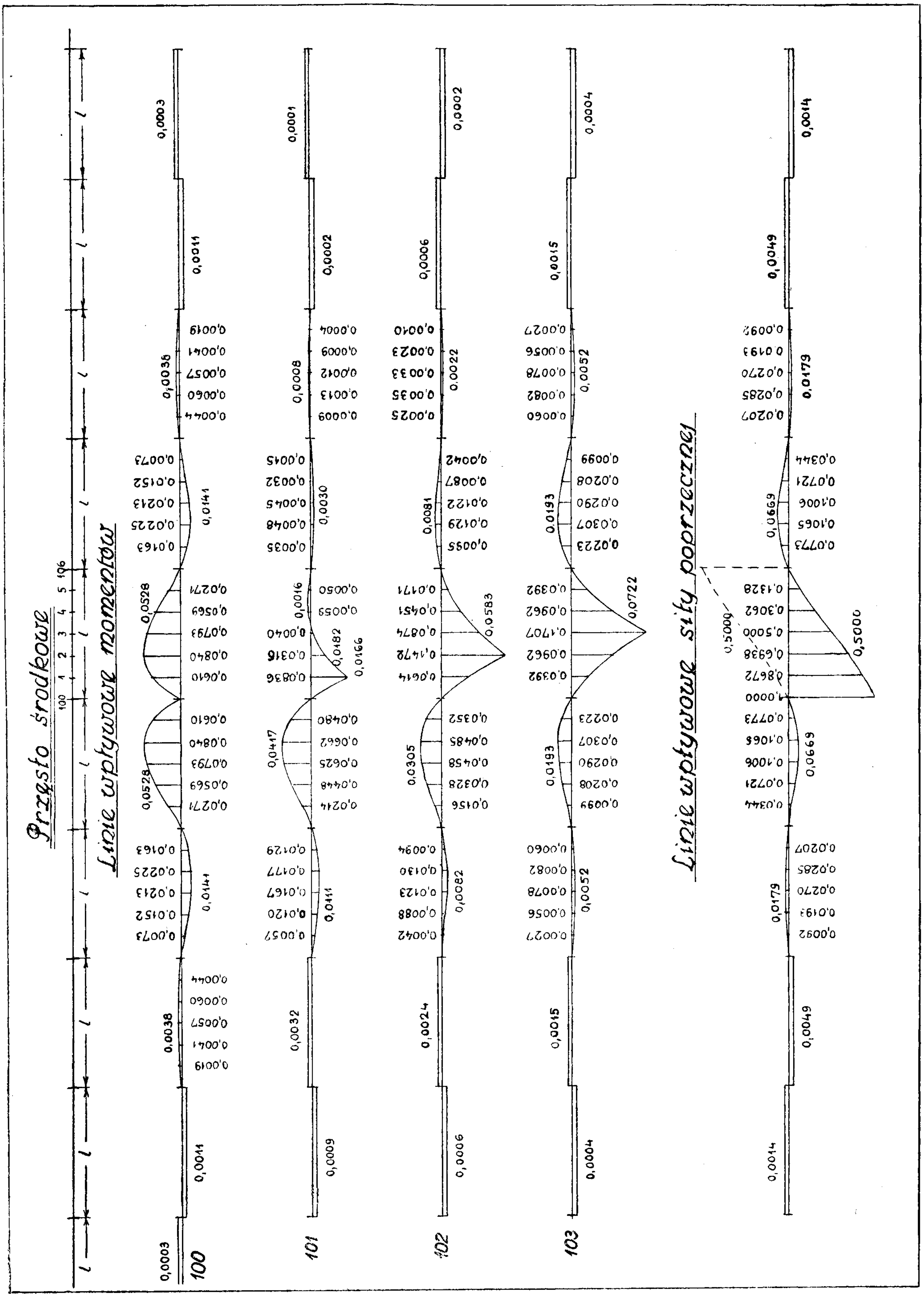


Linie wpływowe siły poprzecznej.



Uwaga! Podwójną linią oznaczono „przęsła zastępcze”, podana przy nich cyfra jest sumą powierzchni wpływowych tego samego znaku wszystkich następnych przęseł.


Drugie przęsło skrajne
0 6 7 8 9 10 11 12
l l l l l l
Linie wpływowe momentów
7
0,0528
0,0342 0,0626 0,0792 0,0782 0,0538
0,0870 0,0364 0,0085
0,0196 0,0205
0,0009
0,0027 0,0033
0,0025 0,0035 0,0033 0,0024 0,0011
0,0022
0,0006
0,0007 0,0009 0,0008 0,0006 0,0003
0,0002
0,0000
8
0,0387
0,0251 0,0458 0,0580 0,0572 0,0394
0,0639 0,1507 0,0907 0,0476 0,0182
0,0604
0,0088
0,0401 0,0140 0,0132 0,0095 0,0045
0,0027 0,0037 0,0035 0,0025 0,0012
0,0024
0,0007
0,0002
9
0,0245
0,0159 0,0290 0,0367 0,0362 0,0249
0,0408 0,0987 0,1728 0,0978 0,0400
0,0735
0,0197
0,0227 0,0313 0,0296 0,0212 0,0101
0,0061 0,0084 0,0079 0,0057 0,0027
0,0053
0,0015
0,0004
10
0,0103
0,0067 0,0122 0,0154 0,0152 0,0105
0,0177 0,0461 0,0882 0,1478 0,0617
0,0588
0,0307
0,0354 0,0487 0,0460 0,0330 0,0157
0,0095 0,0131 0,0123 0,0089 0,0042
0,0082
0,0023
0,0007
11
0,0025 0,0045 0,0057 0,0056 0,0039
0,0038
0,0018
0,0052 0,0062
0,0037 0,0314 0,0835
0,0181 0,0163
0,0416
0,0480 0,0661 0,0624 0,0448 0,0213
0,0128 0,0177 0,0167 0,0120 0,0057
0,0111
0,0032
0,0009
12
0,0116 0,0213 0,0269 0,0266 0,0183
0,0180
0,0539
0,0283 0,0585 0,0808 0,0851 0,0615
0,0526
0,0607 0,0836 0,0788 0,0566 0,0269
0,0162 0,0224 0,0212 0,0152 0,0072
0,0141
0,0040
0,0012
Linie wpływowe siły poprzecznej.
0,0550 0,1007 0,1274 0,1258 0,0865
0,0850
1,0000 0,8616 0,6862 0,4928 0,3010 0,1303
0,5049
0,4951
0,0657
0,0759 0,1045 0,0985 0,0707 0,0336
0,0191
0,0050


Przęsło środkowe
Linie wpływowe momentów
Linie wpływowe siły poprzecznej
100
101
102
103

Z tych równań po podstawieniu

$$a_l = \frac{M_l}{\overleftarrow{W}_l} \quad \text{i} \quad a_r = \frac{M_r}{\overleftarrow{W}_r},$$

oraz wyeliminowaniu M_r i podzieleniu otrzymanego równania przez M_l, otrzymuje się:

$$\overleftarrow{W}_l = \frac{1 + \overleftarrow{W}_r \cdot a_b}{a_a + \overleftarrow{W}_r (a_a a_b - \beta^2)} \tag{5}$$

Wzór ten pozwala, idąc od prawej ku lewej (kierunek oznaczony strzałką) wyznaczyć opór $\overleftarrow{W}_l$, gdy dany jest opór $\overleftarrow{W}_r$.

6. Przenoszenie się momentów w prętach nieobciążonych.

W przypadku rys. 6, gdy na lewy koniec pręta działa moment M_l i wywołuje na prawym końcu moment M_r obliczymy wartość stosunku $M_l : M_r$. W ustępie 5 mieliśmy równania $a_r = M_l \cdot \beta - M_r \cdot a_b$, oraz

$$a_r = \frac{M_r}{\overleftarrow{W}_r},$$

czyli

$$\frac{M_r}{\overleftarrow{W}_r} = M_l \cdot \beta - M_r \cdot a_b$$

Podzielmy całe równanie przez M_r a otrzymamy:

$$M_l : M_r = \frac{a_b}{\beta} + \frac{1}{\overleftarrow{W}_r \cdot \beta} \tag{6}$$

Wzór ten pozwala obliczyć M_r gdy jest znany moment M_l.

W szczególnym przypadku gdy ilość przęseł belki ciągłej jest bardzo duża ($=\infty$), oraz pręty są symetryczne $a_a = a_b = a$, otrzymamy po wstawieniu we wzór (5) $\overleftarrow{W}_l = \overleftarrow{W}_r = W\infty$ wielkość oporu

$$W_\infty = \frac{1}{\sqrt{a^2 - \beta^2}}$$

Te zasadnicze wzory pozwalają rozwiązać wszelkie zadania z belek ciągłych i większości ram o elementach prostych. Jeśli chodzi o linie wpływowe to moglibyśmy kolejno ustawiać siłę równą 1 w poszczególnych punktach i wyznaczać, dla każdego położenia tej siły, wartość szukanego momentu podporowego. Zwykle jednak będzie korzystniej postąpić w sposób następujący. W badanym przekroju przywęzłowym pręt przecinamy, dajemy przegub i działamy na oba powstałe końce momentami których wielkość jest równa

$$M = \frac{1}{\dfrac{1}{\overrightarrow{W}_r} + \dfrac{1}{\overleftarrow{W}_l}}.$$

Wartości oporów $\overrightarrow{W}_r$ i $\overleftarrow{W}_l$ mają poprzednio opisane znaczenie. Momenty te rozprowadzimy po naszej konstrukcji na lewo i prawo i dla otrzymanych powierzchni momentów znajdziemy gałąź lewą i prawą linii ugięcia. Linie te będą szukaną linią wpływową momentu przywęzłowego. W szczególnym przypadku jeśli chodzi o linię wpływową momentu utwierdzenia pręta, przy czym lewy jego koniec jest zupełnie zamocowany $\overrightarrow{W}_r = \infty$, musimy w badanym przekroju (po przecięciu i daniu przegubu), tuż przy miejscu utwierdzenia, działać momentem równym $\overleftarrow{W}_l$. Mając już linie wpływowe momentów przywęzłowych, możemy łatwo obliczyć rzędne linii wpływowych momentów w innych punktach, a dalej linie wpływowe sił poprzecznych (i podłużnych).

Linie wpływowe obliczono pod założeniem równych przęseł i stałego momentu bezwładności przekroju dla belki ciągłej wieloprzęsłowej na łożyskach ruchomych (jedno łożysko stałe).



Podano gotowe linie wpływu dla szeregu przekrojów pierwszego i drugiego przęsła skrajnego, oraz jednego z dalekich przęseł środkowych. W celu dania możności ocenienia wielkości momentu utwierdzenia na początku belki ciągłej (wchodzącej w element o dużej sztywności, zamurowanej itp.) podano w końcu linię wpływową tego momentu dla przypadku belki ciągłej o dużej ilości przęseł, która na początku jest zupełnie zamocowana. Rzędne linii wpływowych obliczono tylko dla kilku przęseł leżących najbliżej przęsła, w którym badamy wielkość momentu zginającego, czy siły poprzecznej. Chcąc uwzględnić wpływ obciążenia dalszych przęseł — dodano do linii wpływu dla przekrojów przęseł skrajnych, jednej strony, względnie do linii wpływu dla przekrojów przęsła środkowego — z obu stron po jednym „przęśle zastępczym" dodatnim i ujemnym. Cyfra podana przy tych przęsłach zastępczych jest sumą powierzchni linii wpływowych tego samego znaku wszystkich dalszych przęseł. Pozwolą nam one uwzględnić wpływ obciążenia wszystkich następnych przęseł ciężarem równomiernie rozłożonym. Jest to zupełnie w prak-

tyce wystarczające, gdyż nie tylko w zwykłym budownictwie stosujemy z reguły obciążenie równomierne, ale i przy obliczeniu mostów drogowych i kolejowych przepisy nakazują, poza odcinkiem na którym stoi samochód — względnie parowozy z tendrami — umieszczać ciężar tłumu ludzi, względnie ciężar wagonów, jako równomiernie rozłożony. Uzupełnione więc w ten sposób linie wpływowe mogą dać duże usługi w praktyce przy obliczaniu belek ciągłych o większej ilości przęseł. Jakkolwiek zostały one obliczone przy pomocy zwykłego suwaka logarytmicznego, to jednak są dla zastosowania praktycznego dostatecznie dokładne.

KRONIKA TECHNICZNA

DWUDZIESTOPIĘCIOLECIE PRACY ZAWODOWEJ I PUBLICYSTYCZNEJ Inż. JERZEGO NECHAYA

Jerzy Nechay, ur. w Rudkach pod Lwowem w r. 1899, uzyskał absolutorium na Wydziale Inżynierii Politechniki Lwowskiej w r. 1923, a dyplom w r. 1924, lecz już w r. 1923 jako asystent Katedry Żelbetu wykonał na wiosnę pierwszy projekt stropów żelbetowych w budującym się wówczas gmachu II Domu Techników oraz projekt ramownicy żelbetowej Laboratorium Maszynowego tamtejszej Politechniki. Tym samym obchodzi on obecnie 25-lecie swej pracy zawodowej. Również w tymże roku zamieścił on swój pierwszy artykuł w redagowanym wówczas przez niego piśmie „Życie Technickie", organie młodzieży Politechniki Lwowskiej.

W ciągu 25 lat wydał inż. Nechay kilkanaście prac z dziedziny betonu, pierwszą w r. 1930 pt. „Beton, jego tworzenie i własności", potem w r. 1933 „Beton w budownictwie mieszkaniowym" najbardziej znaną pracę tego autora (II wydanie wyszło w r. 1947). Poza tym ogłosił on w ciągu tego ćwierćwiecza kilkadziesiąt artykułów naukowych i popularyzacyjnych z dziedziny cementu, betonu i żelbetu, redaguje od r. 1930 pismo „Cement", zorganizował dziesiątki kursów i odczytów, z których wiele sam wygłosił, zorganizował dalej szereg udatnych zjazdów naukowych (np. w r. 1931 „Zjazd Żelbetników"), wystaw itp. imprez, służących do propagandy problemów naukowych i popularyzacji wiedzy technicznej.

Jubilat znany jest ze swej pracy nie tylko jako propagator betonu i w przemyśle cementowym, lecz również jako jeden z czołowych organizatorów wśród inżynierów budowlanych, których Związek założył z kilkoma innymi kolegami w r. 1933. Po wojnie prowadził on przez 2 lata departament przemysłu budowlanego w Ministerstwie Odbudowy, obecnie zaś objął stanowisko naczelnego dyrektora Instytutu Badawczego Budownictwa w Warszawie.

* * *

Jubilatowi, który znany jest szerokim kołom inżynierów i techników nie tylko jako znakomity fachowiec i specjalista, lecz również jako niezwykle uczynny i stale do bezinteresownej pomocy gotowy Kolega, Redakcja „Czasopisma Technicznego" wraz z gronem swych Współpracowników i Czytelników składa serdeczne gratulacje i życzy dalszych jeszcze ćwierćwieczy podobnie aktywnej i pełnej sukcesu pracy w imię postępu technicznego i dla dobra naszej Ojczyzny. *W. O.*

Komunikat Polskiego Związku Inżynierów i Techników Budownictwa, Oddział w Krakowie

W dniu 10 maja br. pod przewodnictwem inż. Bogusława Maliszewskiego odbyło się organizacyjne zebranie Polskiego Związku Inżynierów i Techników Budownictwa Oddział w Krakowie.

Związek ten grupuje w sobie cały świat techniczny z działu budownictwa. W skład jego weszły dotychczasowe organizacje:

1. Stowarzyszenie Inżynierów i Techników Budownictwa,
2. Polski Związek Inżynierów Budowlanych,
3. Związek Budowniczych i Kierowników Budowy,
4. Związek Zawodowy Pracowników Technicznych (sekcja budowlana) oraz
5. członkowie S. A. R. P. indywidualnie.

Na zebranie przybył delegat Komisji Organizacyjnej z Warszawy, wiceminister inż. R. Piotrowski i zapoznał zebranych z postępem prac N. O. T-u i Stowarzyszeń.

Referat o znaczeniu i zadaniach Nacz. Org. Techn. wygłosił inż. Treutler sekretarz Krakowskiego Wojewódzkiego Oddziału N. O. T.

Sprawozdanie z prac organizacyjnych S. I. T. B. oraz P. Z. I. T. B. złożył inż. Boratyński.

Wybrano następnie Zarząd, który w dniu 26 maja 1948 r. ukonstytuował się w następującym składzie: przewodniczący: Czesław Boratyński; I. wiceprzewodniczący: Bogusław Maliszewski; II. wiceprzewodniczący: Tadeusz Makulski; sekretarz: Adam Smykla; skarbnik: Tadeusz Maćkowski; zast. sekretarza: Władysław Feczko; zast. skarbnika: Tadeusz Skóra; członkowie: Adam Bigosz, Bolesław Kurowski, Marcin Kuśnierz.

Ponadto wybrano Sąd Koleżański, Komisję Rewizyjną i delegatów na Zjazd Delegatów Oddziałów P. Z. I. T. B. w Warszawie.

Kongres oraz Wystawa Zdrowia Publicznego i Miejskiego Budownictwa Użyteczności Publ. w Londynie

Kongres oraz Wystawa Zdrowia Publicznego i Miejskiego Budownictwa Użyteczności Publicznej odbędą się w Londynie, od 15 do 20 listopada r. b.

Osoby, pragnące wziąć udział w tym Kongresie, lub otrzymać dalsze informacje, proszone są o zwracanie się bezpośrednio do Biura Organizacyjnego Wystawy:

Public Health and Municipal Engineering
Congress and Exhibition
68 Victoria Street
LONDON SW. 1

„Żelbet bez szalowania"

W Chicago zastosowano ostatnio do wykonania osiedla doświadczalnego w River Grove nowy sposób konstrukcji z betonu zbrojonego, nazwany przez jego

twórcę, R. J. Sipchen, „formless concrete“ [1]). System polega na kompletnym wykonaniu zewnętrznych powierzchni ścian wraz ze stolarką i wyprawą, po czym następuje wypełnienie tak powstałych łupin betonem.

Zbrojenie ścian wykonuje się z elementów słupowych i siatki stalowej, rozpiętej na powierzchniach obwiednich, zewnętrznych i wewnętrznych słupów.

Słupy wykształcone są w formie dwu prętów umieszczonych w płaszczyźnie lica zewnętrznego i wewnętrznego, związanych drutem w kształcie kraty V. Odstęp pionowy słupów w ścianach zewnętrznych stosowano 30 cm, w ścianach działowych do 60 cm. Odległość pozioma węzłów kraty wynosi ca 20 cm.

Do słupów przywiązuje się siatkę stalową ustalającą grubość ścian. Wymiary prętów i siatki muszą odpowiadać obciążeniu, w szczególności siatka musi być dostatecznie mocna, aby znieść parcie świeżego betonu wypełniającego ściany, oraz dostatecznie gęsta, aby zapobiec wyciekaniu zaczynu.

Fundament konstrukcji wykonuje się w sposób normalny, wypuszczając pręty o średnicy i odstępie odpowiadającym prętom pionowym słupów; te ostatnie przywiązuje się do prętów fundamentowych. Do szkieletu przywiązuje się również futryny drzwi i okiennice oraz ewentualne ornamenty ścian.

Tak przygotowany gotowy szkielet wypełnia się betonem 1:2:4 lub 1:3:5, o możliwie małej zawartości wody. Wyprawy wewnętrzne i zewnętrzne wykonuje się zaprawą cementową 1:3 z dodatkiem wapna hydraulicznego w ilości 10% cementu.

Kolejność wykonywania wypraw i wypełniania ścian jest dowolna. W razie wyprawiania wypełnionych już ścian (jak to uczyniono w Chicago) wykonuje się wyprawę dwukrotną; wyprawy trzykrotne kładzie się przy wykonywaniu ich przed zabetonowaniem wnętrza. Wyprawy trzeba utrzymywać w stanie wilgotnym, bardzo starannie, przez co najmniej 48 godzin. Oczywiście wszelkie inne sposoby wykończenia powierzchni ścian np. licowanie zewnętrzne są łatwe do wykonania. W Chicago uzyskano dostateczną izolację cieplną przez użycie cementów specjalnych.

Przy stosowaniu dużych otworów okiennych i drzwiowych, gdzie nadproże z siatki może niewystarczyć, należy wykształcić nadproże w inny sposób. W osiedlu doświadczalnym stosowano wygięcie wkładek słupów w kształt łuku. W grubości ścian umieszczono wszelkie przewody instalacyjne z odpowiednimi urządzeniami dylatacyjnymi i wylotami ze ścian.

Sipchen twierdzi, że jego system, niewymagający zupełnie deskowania, daje poważne oszczędności na budowie i przyspiesza czas wykonania. Nadaje się on również do prefabrykacji.

Próba zastosowania systemu powiodła się najzupełniej, jednakowoż przed oddaniem go do powszechnego stosowania należy przeprowadzić teoretyczne badania, celem wyjaśnienia zjawisk występujących w materiale.

Inż. Maciej Mischke

[1]) „Formless concrete“ houses — Concrete, June, 1947..

KSIĄŻKI NADESŁANE

Inż. JERZY NECHAY, Beton w budownictwie mieszkaniowym. Praktyczny podręcznik dla inżynierów i techników, II wydanie poprawione i rozszerzone, str. 383, rys. 294, tabl. 35.

Kiedy w r. 1933 ukazała się powyższa książka w pierwszym wydaniu, pisząc sprawozdanie, podniosłem ogromne walory tej pracy, niezwykle praktycznie ujętej i bogatej w treść, tablice i rysunki. Zawiera ona ten cały materiał, jakim umie operować każdy inżynier i technik budowlany, o ile ma sprostać postawionym mu zadaniom. Że tak było jest dowodem, że I wydanie książki tej zostało już w krótkim czasie wyczerpane i szereg lat książka ta była poszukiwana przez inżynierów zajmujących się tym, idącym wciąż naprzód działem budownictwa. Obecnie ukazało się II wydanie dostosowane do kolosalnych zmian w żelbetnictwie lat ostatnich. Jedne konstrukcje jako przestarzałe zostały usunięte inne nowoczesne przybyły. Przybyły również konstrukcje z gotowych elementów żelbetowych, prefabrykowanych w nowoczesnych betoniarniach. Autor posługuje się wyłącznie przykładami z budownictwa polskiego. *I. S. S.*

Dr inż. BR. BUKOWSKI, prof. Politechniki Gdańskiej, Technologia betonów i zapraw. Nakładem Instytutu Badawczego Budownictwa w Warszawie.

W roku 1946 i 1947 ukazało się pięknie opracowane dzieło prof. dra Bukowskiego pod powyższym tytułem. Składa się ono z czterech obszernych tomów z wielką ilością tablic i rysunków i omawia źródłowo wszystkie zagadnienia technologii betonu, a mianowicie:

Część I. Wstęp, spoiwa, kruszywo i woda.

Część II. Teoria i projektowanie betonu.

Część III. Betony i zaprawy specjalne, wpływy na stwardniały beton.

Część IV. Wykonywanie betonów konstrukcyjnych, domieszki do betonu i powłoki, wpływ temperatury na beton. Źródła.

Obszerne to dzieło o około 1400 stronach, z uwagi na obecne trudności powojenne, finansowe i drukarskie, wydane zostało metodą litograficzną, tym niemniej, co należy podkreślić, niezwykle starannie i bez błędów. Stanowi ono dzieło podstawowe w tej dziedzinie inżynierii, które obok Technologii betonu prof. Paszkowskiego powinno się znaleźć nie tylko w laboratoriach i bibliotekach, lecz na stole każdego inżyniera, celem stałego stosowania tam pomieszczonych cennych wyjaśnień i uwag. Porównując niemieckie książki z tego działu, a to Grüna: Der Beton i Hummla: Beton ABC widzimy, że dzieło dra Bukowskiego prace te swą źródłowością, wszechstronnością i pierwszorzędnym naświetleniem wszystkich zawiłych kwestii, znacznie przewyższa. Prącę tą cechuje niezwykłe bogactwo materiału, które zezwala na wyszukanie w nim omówienia każdego problemu z tej nowoczesnej gałęzi pracy inżynierskiej. Z bogactwa materiału i poruszanych zagadnień, widać ogromną znajomość i opanowanie literatury światowej tej dziedziny wiedzy, jak i głębokie przemyślenie materiału książki. Praca ta przyczyni się do rozwoju tej nauki, która u nas, choć jest ogólnie znana, jednak mimo wszystko jej ostatnie osiągnięcia mało są stosowane w praktyce, nie dopilnowuje się bowiem zupełnie, by podmajstrowie, w których rękach leży praktyczne stosowanie ogromnych zdobyczy tej wiedzy należycie do prac tych podchodzili.

Życzyć należy, by piękna praca dra Bukowskiego w najkrótszym czasie doczekała się II-go wydania, ale już drukiem. *I. S. S.*

Inż. ADAM CZEŻOWSKI, Kamieniołomy, obróbka i przeróbka, tom I. Nakładem Instytutu Badawczego Budownictwa. Warszawa 1946.

W r. 1947 ukazała się na półkach księgarskich bardzo cenna i interesująca książka pod wyżej wymienionym tytułem. Autor, wybitny znawca i doskonały specjalista w zakresie eksploatacji kamieniołomów i ich racjonalnej gospodarki, niestrudzony szermierz o celowe wykorzystanie kamienia jako podstawowego tworzywa budowlanego, podjął się żmudnej pracy opisania metod obróbki i przeróbki kamienia. Całość pracy ma objąć trzy tomy. Pierwszy tom, który ostatnio został wydany dzięki ruchliwemu Instytutowi Badawczemu Budownictwa, obejmuje następujące zagadnienia: Podział kamieniołomów. Podział skał rodzimych. Rozmieszczenie łomów kamieni naturalnych w Polsce i najbliższym jej sąsiedztwie oraz ich charakterystyka. Znaczenie przewozu kamienia do miejsca przeznaczenia. Wydobywanie kamienia. Wiercenie otworów w kamieniu.

Praca inż. Czeżowskiego wypełnia dotkliwą lukę w polskim piśmiennictwie technicznym i za to należy się uznanie autorowi i wydawcy.

Prof. M. Kamieński

Inż. JAN MIEDZIŃSKI, Drogi gruntowe. Budowa i konserwacja. Wyd. Instytutu Badawczego Budownictwa, Warszawa 1947.

W ramach Biblioteki Inżyniera i Technika Drogowego ukazała się powyższa praca jako pierwsza w kolejności, za nią mają pójść inne, co technicy drogowi przyjmą z uznaniem.

Autor zebrał w powyższej pracy wszystkie dotychczasowe doświadczenia w tej dziedzinie budownictwa drogowego na naszym terenie i podał je czytelnikowi w formie, nie wymagającej żadnych zastrzeżeń. Należy tylko żałować, że najnowszej metodzie utrwalania dróg gruntowych, przy pomocy cementu i bitumów, poświęcił autor tylko niewiele miejsca, uzasadniając to tym, że w prasie drogowej nie znajdujemy danych o rezultatach stosowania tych metod. Jeśli chodzi o techniczną prasę polską, to w rzeczywistości brak jest jeszcze pracy w tej dziedzinie utrwalania gruntów — (zapowiada ją inż. Wilun w swej mającej się ukazać pracy pt. „Gruntoznawstwo drogowe“ t. 3, Bibl. Inż. i Techn. Drogowego). Na terenie zagranicznym jednak, tak w Anglii, jak w Stanach Zjedn. A. P. i w Niemczech znalazła ta metoda już przed wojną, a zwłaszcza w okresie ostatniej wojny szerokie zastosowanie; ogłoszono też szereg publikacji z tej dziedziny budowy nawierzchni.

Utrwalanie dróg gruntowych przy pomocy cementu i bitumów miało miejsce w czasie ostatniej wojny na drogach startowych lotnisk, gdzie chodziło o szybkie ich umocnienie, zaś na drogach kołowych, na odległych obszarach okupowanych, gdzie był brak kamienia, a trudności transportowe nie zezwalały na jego sprowadzenie z innych terytoriów. Przed wojną zastosowano metodę cementowania dla fundamentów niektórych autostrad w Holandii, gdzie również brak jest zupełny kamienia. Obie metody utrwalania nie są jeszcze tak udoskonalone, by dawały niezawodne wyniki, wymagają przy tym skomplikowanych maszyn dla racjonalnego i szybkiego wykonania robót. W tym stanie rzeczy, dla naszych warunków, nie są więc one jeszcze do polecenia.

Sprawa dróg gruntowych jest niemniej u nas problemem, domagającym się szybkiego rozwiązania. Obecnie posiadamy 148.900 km dróg gruntowych, a po 30 latach, po wykonaniu planu gospodarczego, pozostanie ich jeszcze 123.900 km, co stanowi około 50% całkowitej sieci drogowej. Istnienie przed wojną przeważającej ilości dróg gruntowych było uzasadnione, oprócz względów finansowych, posiadaniem wielkich obszarów na wschodzie, pozbawionych w ogóle kamienia. Po wojnie, po wcieleniu do państwa terenów zachodnich, bogato zaopatrzonych w wyborowy kamień, przy zmniejszeniu znacznie odległości transportowych w nowych granicach państwa, odpadł wzgląd jeden tj. brak kamienia, pozostał zaś jedynie wzgląd drugi, tj. finansowy, zależny wyłącznie od nas samych. Musimy przeto wysiłkiem całego państwa i wszystkich jego obywateli dążyć do zmiany tego stanu w terminie wcześniejszym, niż to jest zamierzone w planie gospodarczym. W tym celu należy w okresie 3-letniego planu gospodarczego uruchomić przede wszystkim wszystkie kamieniołomy na terenach odzyskanych, a w następnym okresie gospodarczym dążyć do wysunięcią sprawy dróg na poczestniejsze miejsce.

Jeśli drogi gruntowe są obecnie złem koniecznym, to powinny być złem czasowym jak najkrótszym.

Inż. M. Ch.

Inżynierowie WŁADYSŁAW PLASKURA i STANISŁAW WEIN. Instalacje wodociągowe i gazowe część III. Urządzenia gazowe opracował Inż. WŁ. PLASKURA.

Brak literatury fachowej w języku polskim z dziedziny gazownictwa, wodociągarstwa i techniki sanitarnej dawał się odczuwać szczególnie w szkołach zawodowych i dla instalatorów, pragnących pogłębiać swe wiadomości zawodowe. Pracę Inżynierów Władysława Plaskury i Stanisława Weina pt. „Instalacje wodociągowe i gazowe“ w trzech częściach, której dwie części już ukazały się — a to: część I. Materiały i Prace Instalatora i część III. Urządzenia gazowe, należy powitać z uznaniem.

Materiał zawarty w części III-ciej, obejmujący w 2 działach ogólne wiadomości o gazach technicznych, ich produkcji i magazynowaniu oraz urządzenia wewnętrzne, a więc instalacje gazowe domowe, podany jest zwięźle i zapoznaje czytelnika w sposób popularny z podstawowymi wiadomościami z wyżej wymienionych dziedzin.

Należy jednakże zaznaczyć że podręcznik poza niezaprzeczoną wartością dla praktyków — instalatorów zawiera pewne nieścisłości terminologiczne, które winny być przez autorów sprostowane np. przy okazji wydawania części II-ej podręcznika.

Przykładowo na str. 14 znajdujemy zdanie: „Piece retortowe i komorowe pracują okresowo pełnymi szarżami... Piece retortowe i komorowe zawsze wypełnione są całkowicie i proces odgazowania musi przebiegać do końca, wobec czego zdanie to winno brzmieć: Piece retortowe i komorowe pracują okresowo tzn., że po załadowaniu i odgazowaniu węgla, piece wypróżnia się i ładuje na nowo. Dalej nie tylko piece z retortami pionowymi ale i piece o komorach pionowych pracują w sposób ciągły.

Inne nieścisłości:

Strona 22, wiersz 8 zamiast „zakleszczenie“ powinno być „zatarcie“.

Strona 23 wiersz 1 i 2. „Ciśnienie w zbiorniku gazowym mokrym, mierzone w mm słupa wody nie może być wyższe od zamknięcia wodnego“ powinno chyba być, że „ciśnienie... nie może wyrzucać wody z zamknięcia wodnego“.

Strona 29, wiersz 4 od dołu. „Różnicę ciśnienia na początku rurociągu i przy jego wylocie nazywamy spadkiem ciśnienia lub oporem“. Powinno być „różnicę ciśnienia na początku i końcu gazociągu nazywamy stratą ciśnienia“.

Na str. 31, 18 wiersz od góry zamiast „poboru gazu winno być „odbioru gazu“. Str. 31, wiersz 14 od dołu raz mowa „gazomierze mokre wymagają“... a następnie „przy gazometrach z wodą“.

Str. 32 wiersz 13 od dołu — zamiast „dysz spiętrzających“ powinno być „dysz pomiarowych“.

Str. 33, wiersz 7 i 8 od dołu „dla mierzenia prędkości przepływu młynki skrzydełkowe“ powinno być „do pomiaru gazu używane są gazomierze skrzydełkowe“ i nie żadne „mierniki“ tylko gazomierze rotorowe.

Do str. 34. Gazomierze posiadają oprócz liczników wskazówkowych i liczniki rolkowe.

Do str. 39, wiersz 1 od dołu:... „zdymensjonować rurociągi“ powinno być „obliczyć gazociągi“.

Str. 40 wiersz 12 od dołu... “kurek odcinający“... powinno być „kurek zamykający„.

Str. 56 f... „przekrój otwarcia kurka“... powinno być “przelot kurka“.

Str. 61 wiersz 2 od dołu: zamiast słowa “szlaka“ jest piękny polski termin „żużel“.

Str. 66 zamiast „czopów na trojakach“ ma być „korków“.

Str. 73 zamiast „powietrze pierwsze“ używa się nazwy „powietrze pierwotne“, bo jest i wtóre.

Str. 76, rys. 43: przy oznaczeniu 11, powinno być „grzybek“ a nie „kominek“, przy 13 „płytka palnikowa“, a nie „nakrywa“.

Str. 81. Duże kuchnie gazowe mogą być wyposażone w kilka względnie kilkanaście palników kuchennych, a nie „płyt kuchennych“.

Str. 91. Nieścisłość w tytule rozdziału „uzbrojenia“ w tekście. „armatura“; powinno być wszędzie użyte słowo „uzbrojenie“.

Str. 92. Rys. 56 przy 2 zwężka przekroju; zamiast tego powinno być „dławik“.

Str. 94. Rozdział VIII 5. W tytule użyte słowo „podłączania“ zamiast „połączenia“.

Str. 107. Raz używane wyrażenie „ogrzewanie stałe“, a w tabeli V na str. 108 „ciągłe“, albo „ogrzewanie okresowe“ w tabeli 5, a w przykładzie 3 „ogrzewanie z przerwami“.

Str. 146. Po co używać słowa „wygotowanie" odpowiednich planów, skoro właściwie należy powiedzieć „przygotowanie" lub „wykonanie".

Str. 149. Tablica VIII, „chłodzarki na gaz" istnieje popularna nazwa „lodownie gazowe" albo nawet „lodówki gazowe".

Na życzenie autorów możemy wykazać cały szereg innych usterek koniecznych do sprostowania. Odnosi się wrażenie, że na pracy ciąży pewien pośpiech, stąd wymienione nieścisłości. Należy życzyć autorom, aby następne wydania były staranniej przejrzane i poprawione, a za trud włożony w wydawnictwo należy wyrazić im słowa uznania.

Inż. Obidowicz Ludwik

Inż. CZESŁAW GNIEWIŃSKI. Ulice i place. Projektowanie, str. 110. Warszawa 1946. Instytut Badawczy Budownictwa.

W przedmowie czytamy: „Brak w piśmiennictwie polskim jakichkolwiek publikacji na temat projektowania ulic...". Zachodzi tu oczywiste nieporozumienie, bo oto są:

Inż. ARTUR KÜHNEL, profesor Politechniki Lwowskiej. Ulice. Projektowanie, budowa i utrzymanie, z 396 rysunkami str. XVI + 417. Lwów-Poznań. Nakładem Wydawnictwa Polskiego 1925.

IGNACY DREXLER. Szerokość jezdni w ulicach miejskich. 64 rycin, str. 112. Skład główny w księgarniach Zakładu nar. im. Ossolińskich. Lwów-Warszawa-Poznań. r. 1928.

Pozatym ukazywały się przecież w periodykach technicznych artykuły z tego zakresu, jak np. inż. E. Zaczyńskiego na temat ulic w miejscowościach uzdrowiskowych i inne.

Zanim jednak przejdę do właściwego omówienia pracy muszę kilka słów poświęcić terminologji, bowiem ta, którą się posługuję niejednokrotnie różni się od używanej przez Autora, przyczem niechcę twierdzić, że moja jest odpowiedniejsza; ponieważ zaś terminologia techniczna jest w pewnych działach jeszcze płynna, uważam, że nie należy pomijać żadnej sposobności, która by się mogła przyczynić do unifikacji terminów technicznych. A zatem:

Zdolność przetoczenia pewnej ilości pojazdów w jednosce czasu przez dane pasmo ruchu kołowego nazywam jego „przelotownością"; Autor używa wyrazu „przelotność" i „przelotowość", częściej jednak tego pierwszego.

Najkrótszy interwał w jakim mogą się poruszać pojazdy tego samego typu (np. auta) jadące po tym samym torze za sobą nazywam ich „długością swobodną"; na długość swobodną pojazdu składają się: jego rzeczywista długość (fizyczna), droga obserwacji i droga hamowania. Autor używa terminu „odległość bezpieczeństwa", przyczem drogę obserwacji nazywa „drogą reakcji".

Warunkiem koniecznym bezpieczeństwa pojazdów wjeżdżających na węzeł ulic, na którym pasma ruchu się przecinają, jest „widoczność na węźle"; Autor używa terminu „widoczność boczna", ale i „widzialność".

Pasaże nazywamy „drogami pieszemi" lub krótko „przejściami", unikam „przejść pieszych"; do spotykanych dotąd: „obrys", „skrajnia", „gabaryt" dochodzi „obrysie". Jeżeli będziemy nadal mówić i pisać „przedogródek", gotów się ten dziwoląg zadomowić, a przecież idzie tu o ogródek frontowy, ogródek przed domem, a czasem nawet pas wolny między linią zabudowania i linią regulacyjną, zatem mówimy o szerokości ulicy „w świetle" (rozumie się budynków) i szerokości ulicy mierzonej w liniach regulacyjnych.

Po przedmowie i wstępie Autor rozpatruje nazwane w tytule zagadnienia w 3-rozdziałach: ulice, węzły ulic i place, wreszcie wnioski.

W rozdziale 1-szym pewne zastrzeżenia może budzić „analiza szerokości jezdni"; zagadnienie to zawsze dzieliło techników komunikacyjnych na zwolenników szerokich i zwolenników wąskich jezdni. Autor grawituje raczej do pierwszej grupy; nie chętnie uwzględnia „pasmo najeżdżane" na chodniku przez pojazd, którego koła toczą się tuż przy krawężniku w następstwie czego pasmo ruchu kołowego jest nie jako szersze od jezdni. Stąd pochodzą wielkie różnice między wymiarami, do których dochodzi w obliczeniach Autor, a wymiarami np. Prof. Drexlera. Analizując jezdnię o 2-ch pasmach ruchu Autor dymenzjonuje ją w granicach od 5,10 m do 5,90 — Prof. Drexler 4,60 — 7,00 m itd. Coprawda w podanych przykładowo przekrojach poprzecznych ulic najwęższych widzimy jezdnię 4,50 i 5,00 m szerokości; widocznie zatem może być ona stosowana. Wydaje mi się, że różnice poglądów dadzą się wyrównać przez przyjęcie zasady wyraźnego podziału sieci ulic na ulice o ruchu lokalnym (mieszkaniowe) i ulice o charakterze ruchu zbiorczego; dla pierwszych należy stosować jezdnie o szerokościach minimalnych, dla drugich wymiary dyktowane będą koniecznością sprostania warunkom komunikacji intenzywnej różnych typów pojazdów, zdążających do rozwinięcia najwyższej dopuszczalnej w ulicach prędkości.

W rozdziale o przelotowości ulic Autor podaje przykładowo obliczenie na podstawie jednego wzoru; należało by zaznaczyć, że istnieje kilka wzorów, różnych, dających różne wyniki. Dla szybkości auta 20 km/h wynika np. na podstawie wzoru cytowanego przez Autora przelotowość 1380 aut na godzinę, z wzoru Stramientowa 875, z wzoru Lewisa 1785. Różnica ma swe źrótło w długości czasu przyjętego na drogę obserwacji („reakcja" kierowcy na widok przeszkody), który np. Stramientow przyjmuje 1 s., Lewis 0,5 s., oraz stosowania różnych spółczynników drogi hamowania. Są wreszcie autorzy, którzy nie uwzględniają drogi hamowania i według nich przelotowość wzrasta z szybkością pojazdów nieograniczenie.

Rozdział: węzły ulic i place (rozumie się komunikacyjne) wyczerpują zagadnienia z ich kształtowaniem związane w zupełności; należało by może jako przykład węzła pierścieniowego podać schemat skrzyżowania większej ilości ulic, gdyż na takim właśnie klasycznym przykładzie wszystkie dodatnie i ujemne strony takiego rozwiązania występują najwyraźniej.

Najcenniejszą częścią pracy są przykłady rozwiązania węzłów i placów, które choć — jak wynika z tekstu — dotyczą Warszawy przedwojennej, a zatym dziś może nieaktualne, nie straciły nic ze swej wartości dyktatycznej.

W całości pracę należy uznać za wartościową; jest pierwszą w naszej literaturze technicznej traktującą temat tak obszernie i powinna się znaleźć w rękach każdego inżyniera miejskiego, tym bardziej, że wymienione na wstępie polskie podręczniki, a przedewszystkim Prof. Drexlera, tak się w czasach wojny rozprószyły że prawie poszły w zapomnienie.

Inż. arch. Tadeusz Wróbel

Wydawca: Naczelna Organizacja Techniczna, Oddział w Krakowie i Krakowskie Towarzystwo Techniczne — Kraków, Straszewskiego 28. — Redaguje: Komitet.

Adres Redakcji i Administracji: Kraków, Straszewskiego 28. — Red. odp. Inż. Br. Kopyciński, tel. 538-82.

Prenumeratę przyjmuje: Administracja. — Konto PKO Nr IV-1140.

Cena numeru podwójnego 100 zł. — Prenumerata kwartalna 150 zł.

Drukarnia Uniwersytetu Jagiellońskiego pod zarządem Karola Kiecia

M-47668

Zrzeszenie Przedsiębiorstw Budowlanych Województwa Krakowskiego z siedzibą w Krakowie przy ul. Długiej 1. I. piętro — zawiadamia, że członkami jego są następujące aktywne firmy budowlane i instalacyjne:

1. **»Budowle Przemysłowe«** Sp. z o. o.	Kraków — Plac Jabłonowskich 4.
2. **Budowlana Ska z o. o. »Dom«**	Kraków — ul. Garbarska 12.
3. **Józef Elsner — Budowle Fabryczne**	Kraków — ul. Długa 27.
4. **Towarzystwo Budowy Pieców Przemysłowych i Urządzeń Hutniczych »Ignis«.** Sp. z o. o.	Kraków — ul. Długa 55.
5. **Przedsiębiorstwo robót budowl. Inż. B. Kopyciński i J. Jeleński**	Kraków — ul. Floriańska 24.
6. **Spójnia Budowlana — Mączyński i Ska.** Ska z o. o.	Kraków — ul. Sarego 5.
7. **Przedsiębiorstwo robót budowlanych. Inż. Wacław Nowakowski**	Kraków — ul. Grottgera 22.
8. **Architekci E. Zgut i Cz. Miętka i Ska. Uprawn. budowniczowie, zaprz. biegli sądowi**	Kraków — ul. Czysta 14.
9. **Zespół Inżynieryjno-Budowlany. Inż. Polański Stefan i Węglarski Stefan.** Ska z o. o.	Kraków — ul. Grodzka 62.
10. **Przedsiębiorstwo Robót Inżynieryjno-Budowlanych. Inż. Arch. Tadeusz Rutkowski**	Kraków — ul. św. Gertrudy 8.
11. **Inż. Dypl. Zygmunt Skąpski.** Rząd. upow. cywil. inżynier budowy	Kraków — Bronowice Małe Aleja Wyspiańskiego 3.
12. **Towarzystwo Robót Inżynierskich i Budowlanych »Trib«.** Ska z o. o.	Kraków — ul. św. Bronisławy 26.
13. **Przedsiębiorstwo Robót Inżynieryjnych »Wspólna Praca«.** Ska z o. o.	Kraków — ul. Dunin-Wąsowicza 2.
14. **Przędsiębiorstwo Budowlane. Inż. St. Żeleński i W. Pogany**	Kraków — ul. Stolarska 15.
15. **»Biuro Techniczne« Budowy nad- i podziemne. Homański Władysław i Ska**	Kraków — ul. Krzywa 12.
16. **Roboty Inżynieryjno-Budowlane »Stalbet«**	Kraków — ul. Długosza 6.
17. **Przedsiębiorstwo Budowlane »Mur«**	Kraków — ul. Sarego 17.
18. **Przedsiębiorstwo Budowlane. Bud. J. Wyspiański i Arch. Kurleto**	Kraków — ul. Zamojskiego 7.
19. **Biuro Budowlane i Przeds. Robót Inżynieryjnych. Inż. Andrzej Krzyżanowski**	Kraków — ul. Szopena 10.
20. **Przedsiębiorstwo Robót Inżynieryjno-Budowlanych. Inż. E. Koliński**	Kraków — ul. Batorego 22.
21. **Przedsiębiorstwo Budowlane. Jan Pastuszak**	Kraków — ul. Żuławskiego 14.
22. **»Regulacja«. Roboty Budowlane i Dostawa Materiałów.** Sp. z o. o.	Kraków — ul. Konarskiego 54.
23. **Przedsiębiorstwo Inżynieryjno-Budowlane »Odbudowa«.** Sp. z o. o.	Kraków — Powiśle 9.
24. **E. Szlachta i F. Tęcza, Przedsiębiorstwo robót inżynieryjnych lądowych i wodnych**	Kraków — Rękawka 3.
25. **Bud. Antoni Uliński, Przedsiębiorstwo Budowlane z oddziałem izolacji, impregnacji i odgrzybianiem budowli**	Kraków — ul. Gołębia 3.
26. **Przedsiębiorstwo Budowlane. Bud. Władysław Sordyl**	Andrychów — ul. Batorego 522.
27. **Przedsiębiorstwo Budowlane. Kazimierz Sitarski technik budowl.**	Zakopane — ul. Zamojskiego 2484.
28. **Przedsiębiorstwo Budowlane. Inż. W. Oleksiński**	Nowy Sącz — Pierackiego 35 a.
29. **Drzewiecki i Jeziorański — Przedsiębiorstwo Budowl.-Instalacyjne.** Ska Akc. Oddział w Krakowie	Kraków — Al. Słowackiego 1.
30. **»Eukos« Biuro Techniczne i Przedsiębiorstwo Instalacyjne. Inż. E. J. Kostewicz**	Kraków — ul. św. Marka 31.
31. **Eugeniusz Gronuś, Biuro Techniczne i Przedsiębiorstwo Urządzeń Zdrowotnych i Cieplnych**	Kraków — ul. Juliusza Lea 22.
32. **»Termo«, Przedsiębiorstwo Budowy Urządzeń wodociągowych, gazowych i centralnych ogrzewań, wł.: Wolański K., Góralczyk J., Skocz Z.**	Kraków — ul. Stradom 3.